



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

Jaakko Riekk

**Korkean rakennuksen jäykistämisestä ja vakaajan soveltuvuus
Keski-Pasilan T5-tornin jäykistykseen**

Diplomityö

Tarkastaja: Ralf Lindberg
Tarkastaja ja aihe hyväksytty
Rakennetun ympäristön tiedekunnan
tiedekuntaneuvoston
kokouksessa 05.12.2012

TIIVISTELMÄ

TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

Rakennustekniikan koulutusohjelma

JAAKKO RIEKKI: Korkean rakennuksen jäykistämisestä ja vakaajan soveltuvuus Keski-Pasilan T5-tornin jäykistykseen

Diplomityö, 83 sivua, 19 liitesivua

Marraskuu 2012

Pääaine: Rakennesuunnittelu

Tarkastajat: Ralf Lindberg

Avainsanat: korkea rakennus, vakaaja, ydintorni

Työssä tehtiin kirjallisuusselvitys käytetyimmistä korkean rakennuksen jäykistystavoista, ja valittiin näiden perusteella Keski-Pasilan arkkitehtikuvia vastaavaan T5 tornirakennukseen soveltuva vakaajarakenne laskennalliseen tarkasteluun. Laskennassa havaittiin vakaajarakenteen vähentävän vaakakuormien aiheuttamia ydintornin perustusten tason pystyjännityksiä noin puoleen.

ABSTRACT

TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

Master's Degree Programme in Construction Technology

JAAKKO RIEKKI: Stiffening of a tall building and applicability of an outrigger structure to the T5 tower in Keski-Pasila

Master of Science Thesis, 83 pages, 19 Appendix pages

November 2012

Major: Structural Engineering

Examiner: Ralf Lindberg

Keywords: tall building, outrigger structure, core structure

A literary survey of most used methods for stiffening a tall building was made. From these methods the outrigger structure was found to be applicable to the T5 tower depicted in architectural drawings of Keski-Pasila and was selected for computational analysis. The performed calculations show that an outrigger structure will approximately halve the vertical stresses caused by lateral loads in the core structure.

ALKUSANAT

Osoitan kiitokset ohjauksesta ja opastuksesta seuraaville henkilöille: Tapio Raunama, Ismo Tawast, Juha Valjus, Ziaur Rehman, Ralf Lindberg, Markku Tuomala. Erityiskiitos neuvoista ja työn tarkastuksesta kuuluu Suvi Heikkilälle. Lisäksi haluan kiittää Finnmap Consulting Oy:tä työn tilaamisesta.

Jaakko Riekkö

19.11.2012

SISÄLLYS

| | |
|---|----|
| 1. Johdanto | 1 |
| 1.1 Rajaukset | 2 |
| 1.2 Työn rakenne | 2 |
| 2. Korkean rakentamisen oleelliset yleispiirteet | 4 |
| 2.1 Kehityshistoriaa ja yleisiä haasteita | 4 |
| 2.1.1 Kilpailu korkeudesta | 5 |
| 2.1.2 Tärkeitä näkökulmia korkealle rakennettaessa | 10 |
| 2.2 Tuuli- ja maanjäristyskuormien luonne | 14 |
| 2.3 Käytetyimmät jäykistystavat ja periaatteet | 17 |
| 2.3.1 Periaatteet | 17 |
| 2.3.2 Käytetyimmät jäykistystavat ja -järjestelmät | 18 |
| 2.4 Katsaus jäykistykseen liittyvään tutkimukseen | 31 |
| 2.4.1 Vakaajan liittyvän tutkimuksen taso | 31 |
| 2.4.2 Leikkausseinien käyttö | 33 |
| 3. Helsinkiin suunnitellun tutkittavan kohteen esittely | 37 |
| 3.1 Helsingin kaupungin suunnitelmista | 37 |
| 3.2 Tutkittava kohde: Zucchin torni T5 | 38 |
| 3.3 Helsingin kaupungin korkean rakentamisen rakentamistapaohje | 39 |
| 4. Laskennan teoria | 42 |
| 4.1 Elementtimenetelmän käyttö | 42 |
| 4.2 Analyttinen rakenteiden mekaniikka | 43 |
| 4.2.1 Taipumat | 44 |
| 4.2.2 Vakaajan huomioivat taivutusmomentit | 47 |
| 4.2.3 Poikkileikkaussuureet | 49 |
| 4.2.4 Vääntö | 52 |
| 4.2.5 Normaalijännityksen lauseke | 59 |
| 5. Laskenta | 63 |
| 5.1 Elementtimenetelmän ja varmennuksen teorioiden eroista | 63 |
| 5.2 Kuorman valinta | 64 |
| 5.3 Poikkileikkaussuureet | 65 |
| 5.4 Tapaus 1: Perustapaus yhdellä ytimellä | 68 |
| 5.5 Tapaus 2: Yksi ydin vahvistettuna vakaajilla | 69 |
| 5.6 Tapaus 3: Kaksi ydintä | 69 |
| 6. Tulosten esittely ja tarkastelu | 71 |
| 6.1 Tapaus 1: Perustapaus yhdellä ytimellä | 71 |
| 6.2 Tapaus 2: Yksi ydin vahvistettuna vakaajilla | 73 |
| 6.3 Tapaus 3: Kaksi ydintä | 74 |

| | |
|---|----|
| 6.4 Tapausten tulosten vertailu | 74 |
| 7. Johtopäätökset | 78 |
| 7.1 Vakaajan soveltuvuus torniin T5 | 78 |
| 7.2 Laskentamenetelmästä tehtyjä havaintoja | 79 |
| 7.3 Ehdotuksia jatkotutkimuksiin | 79 |
| Lähteet | 81 |
| A.Zucchi A3_T5 | 84 |
| B.Rakentamistapaohje | 86 |
| C.Laskentatapausten havainnollistavat kuvat | 89 |
| D.Tuloksia | 98 |

SYMBOLIT

| | |
|---------------|--|
| $q(z)$ | pituusyksikköä kohden jakautunut kuormafunktio |
| q_i | jakautuneen kuorman yksittäinen arvo |
| $Q(z)$ | sauvan sisäinen leikkausvoimaresultanttifunktio |
| $M(z)$ | sauvan sisäinen taivutusmomenttiresultanttifunktio |
| E | kimmomoduuli |
| I_x, I_y | pinnan toinen momentti x - ja y -akseleiden suhteen |
| I_{xy} | pinnan ristimomentti |
| L | sauvan pituus |
| $u(z), v(z)$ | sauvan taipumafunktiot x - ja y -suunnissa |
| C_i | integroimisvakio |
| P_i | vakaajapilareissa vaikuttava voima |
| d_i | vakaajapilareiden etäisyys ydintornin pintakeskiöstä |
| A | pinta-ala |
| M_V | vakaajan kohdalla sauvan taipumaa tasapainottava pistemäinen taivutusmomentti |
| I_v | vapaaseen vääntöön liittyvä poikkileikkauksen jäykkyys suure |
| β | I_v :n määrittämisessä tarvittava poikkileikkauskerroin suorakaiselle |
| I_ω | estettyyn vääntöön liittyvä poikkileikkauksen jäykkyys suure |
| s | poikkileikkauksen keskilinjaa pitkin kulkeva pituusparametrisoitu koordinaatti |
| $\omega(s)$ | sektoriaalinen koordinaatti |
| B | mielivaltainen sektoriaalisen koordinaatin apunapa |
| P_i | sektoriaalisen koordinaatin integroinnin lähtöpiste |
| $P(s)$ | sektoriaalisen koordinaatin integrointiparametri |
| $h_B(\tau)$ | apumuuttujan τ avulla ilmaistu parametrinen integroimis pisteen kohtisuora etäisyys apunapaan B |
| S_ω | sektoriaalinen staattinen momentti |
| VK | vääntökeskiö |
| $M_z(z)$ | sauvan sisäinen kokonaisvääntömomenttiresultanttifunktio |
| $M_v(z)$ | sauvan sisäinen vapaan väännön resultanttifunktio |
| $M_\omega(z)$ | sauvan sisäinen estetyn väännön resultanttifunktio |
| G | liukumoduuli |
| $\phi(z)$ | sauvan kiertymäfunktio |
| $B(z)$ | sauvan sisäinen bimomenttiresultanttifunktio |
| k | merkintä vapaan ja estetyn väännön jäykkyyksien suhteelle |

| | |
|----------------------------------|--|
| $f(z)$ | merkintä vääntösauvan differentiaaliyhtälön kuorman-termille |
| $m(z)$ | jakautunut vääntömomenttikuormafunktio |
| m_i | vääntömomenttikuorman yksittäinen arvo |
| Φ_0 | sauvan kiertymä väännösä vakaaajan kohdalla |
| M_Ω | kokonaisvääntömomentti vakaaajan kohdalla |
| u_x, u_y, φ | poikkileikkauksen tason siirtymävapausasteet |
| S_y, S_x | pinnan ensimmäiset momentit x - ja y -akseleiden suhteen |
| w_0 | poikkileikkauksen pystysiirtymä |
| $N(z)$ | sauvan sisäinen normaalivoimaresultantti |
| $I_{y\omega}, I_{x\omega}$ | pintojen sektoriaaliset ristimomentit |
| $\sigma_z(x, y, z, \omega_{VK})$ | sauvan akselin suuntainen normaalijännitys |
| v_b | tuulen nopeuden perusarvo |
| q_b | tuulen nopeuspaineen perusavo |
| ρ | ilman tiheys |
| c_e | maastoluokan altistuserroin |
| PL | poikkileikkaus |
| FEM | finite element method |
| varm. | varmennuslaskenta |
| ξ_i | FEM- ja varmennuslaskennan tulosten eroja havainnollistava suhde |

1. JOHDANTO

Suomeen on suunniteltu lähitulevaisuudessa rakennettavan aikaisempaa korkeampia rakennuksia [1]. Korkeiden rakennusten suunnittelusta on Suomessa vähän kokemuksia: asuinkerrostalo Cirrus Helsingin Vuosaaressa ylittää noin 87 metriin, ja tätä korkeammalle pääsevät vain rakennelmat kuten mastot, piiput, nosturit, siltojen pylonit ja kirkkojen tornit.

Korkeat rakennukset altistuvat merkittävässä määrin vaakasuuntaisille kuormituksille. Näitä aiheuttavat tuuli, maanjäristykset, rakennuksen vinous tai epäkeskeisyys ja mahdolliset epäsäännöllisyydet kuten sisäänvedot ja ulokkeet. Tuuli ja maanjäristykset aiheuttavat todellisuudessa aina voimakkaasti ajasta riippuvia kuormia, mikä altistaa rakenteen värähtelylle ja kuormien dynaamiselle vahvistusvaikutukselle. Rakenteen kestävyyttä voidaan kuitenkin arvioida yksinkertaistetulla staattisesti ekvivalentilla kuormasysteemillä. [2; 3]

Ajasta riippumattomiksi yksinkertaistettujen vaakakuormien vaikutuksia voidaan arvioida lineaarisella kimmoteorialla. Vaikka tunnetusti todellisten rakennusmateriaalien — erityisesti teräsbetonin — konstitutiiviset yhteydet ovat epälineaarisia, on lineaarinen kimmoteoria vielä tärkein työkalu rakenteiden käyttäytymisen tutkimiseen. [3; 4]

Vaakakuormat voivat aiheuttaa ulokesauvana toimivaan rakennukseen vääntömomenttia ja sekä taivutusmomenttia että leikkausvoimaa kahdessa suunnassa. Näiden voimien maahan johtamiseksi suunnitellaan jäykistysjärjestelmä. Vaakavoimien jakautuminen rasituksiksi jäykistäville rakenneosille riippuu rakenneosien omista jäykkyyksistä, niiden keskinäisistä jäykkyyksien suhteista ja sekä yksittäisten osien että niiden muodostaman kokonaisuuden geometriasta. Voimien jakautumisongelman lisäksi vaakakuormista voi aiheutua vaakasuuntaisia siirtymiä, jotka voivat kasvattaa joko koko rakennuksen tai yksittäisten rakenneosien normaalivoimien epäkeskeisyyksiä. Siirtymät voivat antaa aiheutta tutkia pystykuormien toisen kertaluvun vaikutukset, ja näillä molemmilla voi olla merkitystä esimerkiksi rakenneosien nurjahdusmitoituksessa [4]. Lopulta voi olla myös aiheellista tarkistaa edellisten perusteella rakennuksen kokonaisvakavuus kaatumista vastaan. [2]

Jäykistystä on tutkittu sekä elementtimenetelmää että analyttistä rakenteiden mekaniikan teoriaa käyttäen. Toistaiseksi yksikään rakennus ei ole tiettävästi kaatunut tai murtunut huonosti suunnitellun jäykistyksen takia. Sen sijaan värähtelyn

hallinnassa on jossain määrin koettu epäonnistumisia. Nykyaikainen tietokoneavusteinen laskenta mahdollistaa ainakin teoriassa entistä tarkemman suunnittelun ja erikoisempien arkkitehtonisten muotojen hallinnan. [3; 5; 6; 7; 8] [2, s. 71]

Tässä työssä yritetään etsiä vaakakuormien edullisen jakautumisen kannalta sopiva jäykistystapa Helsingin kaupungin Keski-Pasilan suunnitelmia mukailevalle noin 160 metriselle asuin- ja liiketilaa sisältävälle tornirakennukselle. Kirjallisuuden ja heuristiikan avulla valitaan tarkempaan tarkasteluun tilanteeseen mahdollisesti sopiva ratkaisuehdotus, jonka perustuksiin kohdistuvia pystyjännityksiä lasketaan staattisiksi oletetuilla valistuneesti arvatuilla vaakakuormilla. Laskennassa käytetään elementtimenetelmää, ja tulosten varmentamiseksi kehitetään analyttiseen rakenteiden mekaniikan teoriaan perustuva laskenta valittua tilannetta vastaavin oletuksin. Tuloksia tarkastelemalla arvioidaan laskennoissa tehtyjen oletusten vastaavuutta keskenään ja pohditaan niiden merkittävyyttä suhteessa todellisuuteen. Lopulta pyritään löytämään kyseiseen kohteeseen sopivia suosituksia vaakakuormien hallintaa edellyttävän jäykistävän rakennejärjestelmän valintaan.

1.1 Rajaukset

Rakenteen värähtelyä, dynaamista vahvistusta tai värähtelystä johtuvia käyttömu-
kavuutta häiritseviä kiihtyvyyksiä ei lasketa. Maanjäristyskuormia ei huomioida,
ja tuulikuormalle valitaan karkeasti arvioiden rakentamisalueelle sopiva staattisesti
ekvivalentti arvo. Laskennassa oletetaan pohjarakenteiden olevan riittävän jäykät,
jotta epätasaisia painumia ei pääse tapahtumaan. Virumasta, materiaalin kutistu-
masta, työnaikaisista kuormista tai lämpötilan vaihteluista johtuvia muodonmuu-
toksia ei lasketa eikä palomitoitusta tarkastella. Näistä ja rakennusfysiikkaan liitty-
vistä asioista puhutaan vain lyhyesti ja laadullisesti. Ydinprofiilissa olevia aukkoja
ei laskennassa huomioida mutta niiden mallintamiseen liittyvää tutkimusta käsitel-
lään lyhyesti alaluvussa 2.4.2. Ytimiä mallinnetaan voimakkaasti yksinkertaistaen
avoprofileilla.

Statiikassa rajoitutaan lineaariseen kimmoteoriaan. Vinouden ja rakennuksen muo-
dosta aiheutuvien epäkeskeisyyksien aiheuttamia vaakavoimia ei huomioida. Vaaka-
kuormien aiheuttamista muodonmuutoksista johtuvia pystykuormien toisen kerta-
luvun vaikutuksia ei huomioida.

1.2 Työn rakenne

Pääluvussa 2 selostetaan, mitä korkealla rakentamisella tarkoitetaan, kerrotaan ly-
hyesti sen kehityshistoriasta ja esitetään eräitä siihen liittyviä tärkeitä näkökohtia
yleisellä tasolla, perustellaan jäykistykseen merkitys rakenteellisen kestävyys-
suunnittelussa, ja esitellään tähän astisessa rakentamisessa käytettyjä jäykistystapoja

toimintaperiaatteineen. Lopuksi tehdään lyhyesti valikoitu katsaus alalla tehtyyn tutkimukseen.

Pääluvussa 3 kerrotaan Helsingin Keski-Pasilan suunnittelusta ja valitaan perustellen sen korkeimpaan kohteeseen mahdollisesti sopivat jäykistystavat. Valintaan vaikuttavat tutkittavan rakennuksen mitat, ulkomuoto ja analyysityökalujen tarjoamat mahdollisuudet. Samalla päätetään, mitä työssä aiotaan laskennallisesti tutkia. Lopuksi kerrotaan kaupungin viranomaistoiminnasta.

Pääluvussa 4 selitetään laskennan teoria. Perustellaan elementtimenetelmämallin rakentamisessa tehtävät oletukset ja valitut elementtityypit. Esitetään analyttinen teoria, jota käytetään laskennan tulosten varmentamisessa.

Pääluvussa 5 käydään läpi tehdyt laskut. Esitellään FEM-laskentamallit yksityiskohtaisesti, ja kerrotaan, mitä niistä lasketaan. Selvitetään, miten varmennuslaskentateoriaa on sovellettu. Havainnollistetaan laskentatapauksia kuvin.

Pääluvussa 6 dokumentoidaan lukuarvoin, mitä laskennasta saatiin. Aluksi verrataan elementtimenetelmän ja varmennuslaskujen antamia tuloksia keskenään erikseen kaikissa laskentatapauksissa. Arvioidaan mistä mahdolliset poikkeamat johtuvat. Lopuksi verrataan eri laskentatapauksien tuloksia toisiinsa, pyritään päättämään tästä jotain ja pohditaan työn onnistumista. Kerrotaan, saatiinko jotain uutta tietoa. Arvioidaan laskennan tulosten ja mahdollisen uuden tiedon merkittävyyttä.

Johtopäätöspääluvussa 7 perustellaan työn anti. Pyritään vastaamaan seuraaviin kysymyksiin: Olivatko analyttisen teorian kehittämisessä tehdyt oletukset numeerista laskentaa vastaavia? Mitä työn perusteella voidaan suositella? Saatiinko ideoita, mitä seuraavaksi pitäisi tutkia tämän pohjalta?

2. KORKEAN RAKENTAMISEN OLEELLISIMMAT YLEISPIIRTEET

Rakennukset ovat ihmisen oleskeluun tarkoitettuja rakenteita, joihin ei sisälly enimmäkseen tukirakenteista koostuvat rakennelmat kuten tuetut radio- ja TV-mastot, tehtaiden ja voimalaitosten savupiiput, nosturit tai siltapylonit. Korkeilla rakennuksilla voidaan suunnittelun näkökulmasta yleisesti tarkoittaa kaikkia rakennuksia, joissa joudutaan huomioimaan korkeudesta johtuvia erityispiirteitä [2, s. vi]. Tarkemmaksi määritelmäksi on tarjottu rakennusta, johon korkeudestaan johtuen kohdistuu rakennesuunnittelun kannalta merkittäviä tuulesta tai maanjäristyksistä johtuvia vaakakuormia [3; 8; 9]. Kokemuksen mukaan 20 kerroksiselle rakennukselle tuulikuormat ja jäykistyskysymykset ovat aina merkittäviä [3].

Seuraavassa kerrotaan lyhyesti korkean rakentamisen historiasta, sen kehittymiseen vaikuttaneista keksinnöistä ja yleisistä aiheeseen liittyvistä haasteista. Lisäksi selostetaan lyhyesti vaakakuormien luonnetta, esitellään käytetyimmät jäykistysratkaisut toimintaperiaatteineen ja tehdään lyhyt katsaus jäykistykseen liittyvään tutkimukseen.

2.1 Kehityshistoriaa ja yleisiä haasteita

Syyt rakentaa korkealle ovat kehittyneet puolustuksesta mahtipontisuuden esittämiseen ja uskonnollisen monumentaalisuuden — esimerkiksi kirkollisen taivaan tavoittelun — kautta nykypäiväiseen tiiviin kaupungin tilantarpeiden tyydyttämiseen. Edelleen korkeimmat rakennukset voidaan kokea voimannäyteinä, joilla nykypäivän yritykset usein pyrkivät korostamaan imagoaan ja symboloimaan vaikutusvaltaansa kaupungeissa.

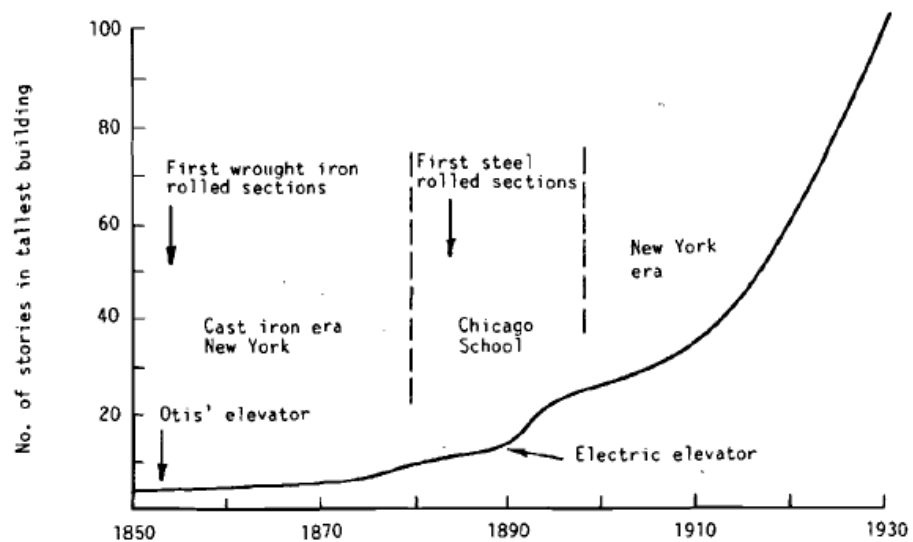
Moderni 1880-luvulta alkanut korkealle rakentamisen kasvu perustuu kuitenkin pääasiassa liike-elämän ja asutuksen käytännön tarpeisiin. Yrityksille ja muille organisaatioille on tarpeen sijoittaa keskustoihin lähelle toisiaan, kasvanut ihmisten liikkuvuus lisää hotellimajoituksen kysyntää keskustoissa ja kaupungistumisen trendi kasvattaa asuntojen tarvetta lähialueilla. Nämä kaikki asettavat paineita maan hinnalle ja saatavuudelle tehden korkealle rakentamisesta houkuttelevampaa. [3; 8]

2.1.1 Kilpailu korkeudesta

Rakennusten korkeutta on aina rajoittanut rakennusmateriaalien ja -tekniikoiden sekä pystysuuntaisen ihmisten kuljetuksen kehittyneisyys. Puiset ja muuratut rakenteet olivat vuosisatoja pääasialliset rakennusmateriaalit. [3; 8]

1800-luvun lopun Yhdysvalloissa muurattujen kerrostalojen määrä lisääntyi nopeasti ja vuonna 1870 ensimmäistä kertaa New Yorkin 40-metrisessä, seitsenkerroksisessa Equitable Life Assurance Buildingissa käyttöön otettu hissi teki ylemmistäkin kerroksista vuokraukseen houkuttelevia. Muurauksen rajoitteet tulivat ilmeisiksi viimeistään vuonna 1891 valmistuneen 17-kerroksisen, 66-metrisen Chicagon Monadnock Buildingin myötä, kun kantavat seinät pohjakerroksessa jouduttiin tekemään yli kaksi metriä paksuiksi. Samoihin aikoihin kuitenkin kehittyi kankirautaan ja myöhemmin teräkseen perustuva rakentaminen, jotka aluksi yhdessä muurattujen kantavien julkisivujen kanssa toimiessaan mahdollistivat avoimempien sisätilojen ja ikkunoiden tekemisen. [3; 8]

Ensimmäinen vain metallisilla kehillä kannatettu rakennus oli vuonna 1883 Chicagoon valmistunut 11-kerroksinen Home Insurance Building ja vastaavasti ensimmäinen täysteräksinen runko nähtiin 9-kerroksisessa vuoden 1889 Rand-McNally Buildingissa. Teräskehikon kelpoisuus korkealle rakentamisessa huomattiin välittömästi, mutta tästä huolimatta yli kymmenkerroksisia rakennuksia rakennettiin edelleen vain vähän. Toisaalta vuonna 1901 Chicagossa rakennetussa 20-kerroksisessa Masonic Templessä huomattiin ensimmäistä kertaa tuulikuormien tulevan tärkeäksi suunnittelukriteeriksi. [3; 8]



Kuva 2.1: Korkealle rakentamisen kehitys Yhdysvalloissa vuosina 1850-1930 [3, s. 3 Fig.1.1]

Kuitenkin vain hieman myöhemmin sähköinen hissi (kuva 2.1) yhdessä modernin teräskehärakentamisen kanssa olivat tärkeimmät kehitysaskeleet, jotka lopulta

laukaisivat Chicagon ja New Yorkin välisen kilpailun korkeimmasta rakennuksesta. [3; 8]

Rakennustekniikan ja suunnitteluosaamisen kehittyessä hitsaamalla tai niittaamalla valmistettuihin usein betonilla kuorrutettuihin tai muuraamalla täytettyihin teräskehiin perustuvat pilvenpiirtäjät kohosivat tasaisesti yhä korkeammalle saavuttaen New Yorkiin vuonna 1913 valmistuneen Woolworth Buildingin myötä 60 kerroksen rajan. Vuonna 1930 valmistui ikoninen Chrysler Building 319 metriin ulottuvilla 77 kerroksellaan. Vuonna 1931 valmistunut Empire State Building (kuva 2.2) kruunasi amerikkalaisen pilvenpiirtäjien kultaisen ajan yltäen 102-kerroksisena aina 381 metriin asti. [3; 8]



Kuva 2.2: Empire State Building New Yorkissa

Korkealle alettiin rakentaa uudestaan vasta 1930-luvun laman ja toisen maailmansodan jälkeen. Enää ei tavoiteltu lisää korkeutta vaan pikemminkin kehitettiin suunnittelua ja rakennustekniikoita, kiinnitettiin huomiota materiaalien parantamiseen sekä kokeiltiin erilaista arkkitehtuuria ja uusia rakennejärjestelmiä. Voimakkaasti kasvanut kysyntä toimistotilalle ja asunnoille tiiviillä alueella aiheutti uuden korkean rakentamisen vimman. Huolimatta teräsbetonin tulemisesta rakentamiseen jo 1900-luvun vaihteessa korkeiden rakennusten runkomateriaalina se yleistyi vasta 1960-luvulla alkaneen ulkokehäputken ja sisäpuolisen ytimen yhdistävässä rakennustavassa. [3; 8]

1968 Chicagoon valmistunut 344-metrinen jättimäisillä ulkokehän diagonaaleilla jäykistetty John Hancock Center (kuva 2.3) oli merkittävä saavutus. New Yorkiin



Kuva 2.3: John Hancock Center Chicagossa

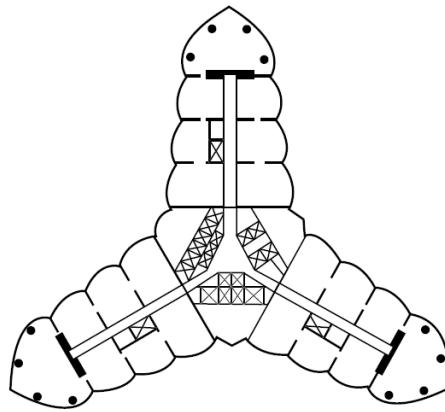
valmistui vuosina 1972 ja 1973 uudet maailman korkeimmat 412 metriin ulottuvat WTC-kaksoistornit, joiden jäykistys perustui ulkokehälle lähelle toisiaan sijoitettujen suurten pilarien muodostamaan putkeen ja sisäpuoliseen betoniyttimeen, jotka yhdistettiin huipulla vakaajarakenteen ensiasteella, ns. hattupalkistolla. Vuonna 1974 valmistui Chicagoon 442 metriä korkea niputettujen kehäputkien periaatteella jäykistetty Sears Tower (nykyään Willis Tower, kuva 2.4). [3; 8]

Yhdysvaltojen asema korkean rakentamisen kärkimaana päättyi kun Malesian Kuala Lumpuriin valmistui ensimmäistä kertaa pääasiassa teräsbetonirunkoiset Petronas Towerit vuonna 1994. Willis Towerin niukasti ohittavaan 450 metrin korkeuteen päästiin jäykistämällä rakennus betoniytimin ja kytkemällä se ulkokehän pilareihin noin korkeutensa puoliväliin sijoitetulla vakaajarakenteella. Seuraavaksi paikan maailman korkeimpana rakennuksena lunasti vuonna 2004 valmistunut Taiwanin Taipei 101 -torni, jossa jäykistys on toteutettu teräksisellä ytimellä ja siitä kahdeksan kerroksen välein ulkokehän teräspilareihin kytketyillä vakaajilla. [3; 8]



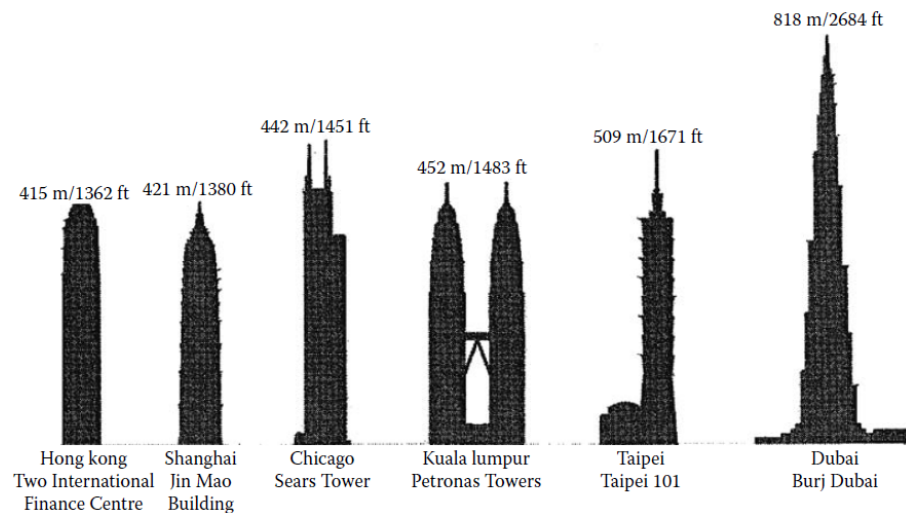
Kuva 2.4: Willis Tower Chicagossa

Toistaiseksi ylivoimainen johtaja korkeimpien rakennusten kilpailussa on Dubais-
sa sijaitseva Burj Khalifa, joka kohoaa peräti 828 metriin. Se on samalla tähän asti
korkein ihmisten koskaan aikaansaama rakennelma ja jo sellaisenaan insinööritaidon-
näyte. Tornin teräsbetonisessa rungossa on kuvan 2.5 mukainen pohja ja sen jäy-
kistysjärjestelmä koostuu useista vääntöjäykkyyttä tuovista betoniydinprofileista,
käytävien molemmin puolin kulkevista ja näitä vastaan kohtisuorista jäykistävästä
seinistä sekä viidestä 30 kerroksen välein sijoitetusta vakaajarakenteesta. Rakennuk-
sen pohja on Y:n muotoinen, jolloin haarat tukevat toisiaan tuulikuormien vastaa-
nottamisessa, ja jokainen haara on vedetty sisään vuoronperään ylöspäin mentäessä,
mikä muodostaa spiraalimaisen tuulen pyörteitä vähentävän nousun. Burj Khalifa
on myös suunnannäyttävä erittäin korkeiden teräsbetonisten rakennusten ja vaati-
vaa betonitekniikkaa edellyttävässä rakentamisessa. Erittäin suuresta korkeudesta
johtuen esimerkiksi betonin epätasaiset virumasta johtuvat kokoonpuristumat edel-



Kuva 2.5: Burj Khalifa. Vasemmalla pohjakuva [8, s. 234 FIGURE 3.43], oikealla valokuva (lisenssi: cc-by-sa, Nicolas Lannuzel)

lyttävät tarkkaa suunnittelua. Toisaalta esimerkiksi betonin pumppaustekniikan kehitys on myös mahdollistanut entistä tehokkaampia tuotantotekniikoita. Kuvassa 2.6 näkyy maailman korkeimpien rakennusten mittasuhteita. [3; 8]



Kuva 2.6: Maailman korkeimpia rakennuksia vertailussa. [8, s. 792 FIGURE 8.69]

Huolimatta maailman korkeimman rakennuksen menetyksestä New York on palaamassa johtoon kilpailussaan Chicagoa vastaan 541-metrillä One World Trade Centerillään, joka — vaikkakaan ei vielä kirjoitushetkellä ole täysin valmis — on toistaiseksi läntisen pallonpuoliskon korkein rakennus. Tälläkin mitalla Yhdysvallat jää kuitenkin maailmassa vasta kolmanneksi, sillä toiseksi kiilaa Saudi-Arabian

Mekkaan valmistuva jo korkeutensa saavuttanut Abraj Al Bait (Mecca Royal Hotel Clock Tower) -niminen kellotorni 601 metrin korkeudellaan. Valtavirta korkealle rakentamisessa on kuitenkin selvästi siirtynyt lännestä sekä lähi- että kaukoitään ja edellä esiintyneiden maiden lisäksi erityisesti myös Kiinaan. Tulevaisuudessa teräsbetoni säilyttäneen nykyisen asemansa erittäin korkeiden pilvenpiirtäjien tärkeänä rakennusmateriaalina ainakin asuinkäyttöön tarkoitetuissa rakennuksissa, ja toimistotiloja tehtäneen jatkossakin vakaajin vahvistettuihin teräsbetoniytimiin ja rakennuksen ulkokehälle sijoitettuihin suuriin teräs-, teräsbetoni- tai liittorakenteisiin pilareihin perustuen. Rakennetekniikasta johtuvaa ylärajaa korkeuden kasvattamiselle ei ole näkyvissä, joten Burj Khalifa tuskin jää lopullisesti korkeimmaksi ihmisten tekemäksi rakennukseksi. [3; 8]

2.1.2 Tärkeitä näkökulmia korkealle rakennettaessa

Jäykistystapa valitaan useimmiten ensisijaisesti muiden kuin rakenneteknisten vaatimusten sanelemana. Rakennuksen käyttötarkoitus määrittelee sisätilojen muodot sekä esimerkiksi talotekniikan ja hissien vaatimat tilat. Myös haluttu ulkonäkö, sijainti, valittu tai saatavilla oleva rakennusmateriaali, rakentamistapa ja rakennuksen mittasuhteet vaikuttavat käytettävissä oleviin vaihtoehtoihin. Jäykistysjärjestelmällä vastaanotettavien maanjäristys- ja tuulikuormien suuruudet määräytyvät sijainnin ja korkeuden perusteella. Vain poikkeuksellisen korkeissa rakennuksissa rakenteelliset vaatimukset tulevat määrääviksi arkkitehtuuriin nähden, ja insinöörien tehtäväksi katsotaan arkkitehdin määrittelemiin haasteisiin vastaaminen. On silti syytä muistaa, että huomioimalla rakenteellinen näkökulma hankkeen mahdollisimman aikaisessa vaiheessa voidaan saavuttaa taloudellista hyötyä. [2; 3; 5; 7; 8]

Arkkitehtuuri — ja sitä myöten rakennetekniset ratkaisut — on kehittynyt pitkälti ulkopuolisten edistysaskelten ja taloudellisten vaatimusten myötä. Loisteputkivalaisimien ja ilmastointikoneiden kehitys mahdollistivat tehokkaamman ja taloudellisemman tilankäytön, jolloin huomio kiinnittyi paljolti vuokrattavan tilan maksimointiin. Tämä 1900-luvun puolivälin tienoilla voimakkaasti vaikuttanut moderni tyyli suosi yksinkertaisia monoliittisiä muotoja, jotka myöhemmin alettiin yhä useammin kokea tylsiksi, ja vastineena tälle ryhdyttiin hakemaan entistä kulmikkaampia pohjia. Tavoitteena oli toisaalta korostaa rakennuksen vertikaalisuutta lisäämällä julkisivun pystysuoria linjoja, mikä toisaalta myös toi rakennukseen enemmän korkeamman profiilin nurkkatoimistotilaa vuokrattavaksi. Tylsyyttä alkoi rikkoa myös postmoderni tyyli, joka vei rakennukset kohti entistä monimutkaisempia ja vaativampia geometrioita pyrkimyksenään toimia muun muassa mainoksena ja imagon kohottajina omistajilleen. Runkoihin alkoi tulla entistä enemmän sisäänvetoja, kulmia, kaaria, lovia ja pohjakerrosten sisääntuloauloista pyrittiin tekemään näyttävämpiä. Pilvenpiirtäjistä on tullut entistä veistoksellisempia ja koko muoton-

sa puolesta näyttävämpiä. Tulevaisuudessa suosioon näyttäisi nousevan energiatehokkuutta ja vihreyttä sekä muuhun kaupunkiympäristöön sekä toiminnallisesti että ulkonäöllisesti istuva tyyli. [2; 3; 5; 7; 8]

Vaativammasta arkkitehtuurista seuraa vaativampaa suunnittelua, mikä edellyttää monimutkaisempaa rakenneteknistä analyysiä, ja esimerkiksi vain yhteen jäykistystapaan perustuvia runkoja tehdään yhä harvemmin. Nykyajan torniarkkitehtuurissa tavoitellaan usein myös juuri hoikkuutta, mikä altistaa rakennusta entistä enemmän vaakakuormien vaikutuksille. Samalla kuitenkin tietotekniikan kehitys on tuonut mukanaan valtavia harppauksia suunnittelijoiden analyysityökaluihin, eikä tästä syystä rakenneteknisen monimutkaisuuden pitäisi jatkossakaan tulla arkkitehtuuria rajoittavaksi tekijäksi. [2; 3; 5; 7; 8]

Historiassa korkeita rakennuksia on tehty monin paikoin suurta varmuutta suosivalla tyylillä. Kehitystä on aina tapahtunut keksimällä ja kokeilemalla uudenlaisia jäykistys- ja muita rakenneratkaisuja mutta erityisesti teräs- ja teräsbetonirakentamisen osaamisen kehitys avasivat aikanaan uusia mahdollisuuksia. Tuotantoon liittyvän rakennustekniikan kehityksen ohella myös materiaalien lujuudet ovat kasvaneet ja suunnitteluosaamista sekä teknistä rakenteiden mekaniikan ymmärrystä on tullut ja tulee kokoajan lisää. Massiivisista muuratuista seinistä on tultu korkealajuksisten teräskehien, jättimäisten pilarien ja diagonaaleihin sekä teräsbetonisten leikkausseinien ja porrastornien kautta entistä tehokkaampiin ja monimutkaisempiin rakennejärjestelmiin. Esimerkiksi betonitekniikan ja lujuusominaisuuksien kehitys ovat olleet merkittäviä tekijöitä, jotta betoniset pystyrakenteet kestäisivät suuria pystykuormia järkevillä poikkileikkauksilla [6, s. 15]. Samalla on syytä huomioida, että vaativammat rakenteet ja esimerkiksi korkealajuusbetonin käyttö edellyttävät erityisen tarkkaa työmaatekniikkaa [3; 6]. Korkealle rakentaminen on myös työturvallisuusmielessä tavallista vaarallisempaa [9]. Käytön aikaisten palotilanteiden suunnittelu on tehtävä pitkille palonkestoajoille, ja käytännössä aina vaaditaan sprinklausta ja hissievakuointia. Lisäksi LVISA-järjestelmien suunnittelu ja mitoitus on tavallista vaativampaa esimerkiksi laitteiden ja vientien tilantarpeiden ja korkeuserojen aiheuttamien suurten hydrostaattisen paineen vaikutusten takia. Usein korkeassa rakennuksessa sijoitetaan talotekniset laitteet erillisiin tekniikkakerrokseen, joita voidaan samalla hyödyntää rakenteellisesti vahvistavina. Rakennusfysiikassa on huomioitava korkealla vaikuttavat suuret tuulen nopeudet ja maanpintaan verrattuna poikkeukselliset lämpötilaolosuhteet. Vaippa tulisi kyetä toteuttamaan tiiviiksi sekä tuulen aiheuttamista suurista ilmanpaineista että tuulen mukana vaakaan tai pystysuunnassa ylöspäin suuntautuvasta vesisateesta huolimatta. [2; 3; 8; 10]

Eräs käyttörajoituksen tärkeä mitoituskriteeri on ylimmissä kerroksissa käyttöä häiritsevä, ihmisille pahoinvointia aiheuttava huojunta. Betonirunkoisessa korkeassa rakennuksessa viruman, kutistuman ja lämpötilaerojen vaikutuksesta johtuvien muo-

donmuutosten vaikutus voi tulla merkittävän suureksi pystysuuntaisissa rakenteissa, jolloin epätasaiset kokoonpuristumat voivat aiheuttaa ei-toivottuja jännityksiä. Esimerkiksi ulkokehällä olevan pilarin lämpötilamuodonmuutos suhteessa sisällä oleviin pystyrakenteisiin saattaa olla merkittävä. [2; 3; 8; 10]

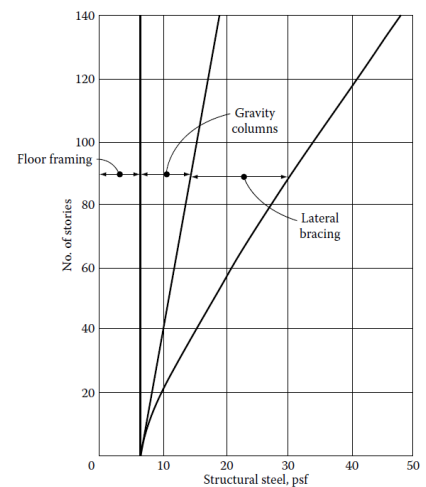
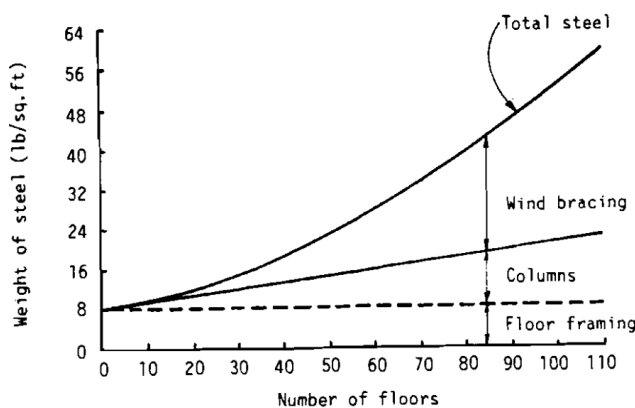
Muodonmuutokset ja huojuunta on myös syytä huomioida hissien ja näiden kiu-
lujen suunnittelussa ja toteutuksessa, jotta niiden toiminta ei missään tilanteessa
näistä syistä estyisi. Pohjarakenteet on kyettävä tekemään riittävän jäykiksi, jottei
perustuksissa tapahtuisi epätasaisia painumia. Kaikki vaakasuuntaiset muodonmuu-
tokset altistavat puristettuja rakenteita toisen kertaluvun vaikutuksille ja siten nur-
jahdukselle. Eräs kriteeri vaakasuuntaisen taipuman rajaamiseksi on niin sanottu
drift index, joka on määritelty suurimman vaakasuuntaisen taipuman ja rakennuk-
sen korkeuden suhteena. Arvo tälle kriteerille vaihtelee kohteen käyttötarkoituksen
mukaan ja sen valinnassa on syytä käyttää harkintaa, mutta tavallisesti se on ollut
välillä 0,001 – 0,005. [2; 3; 8; 10]

Nykyään on usein tarpeen tutkia rinnakkain useita eri jäykistysjärjestelmiä hank-
keen edetessä. Rakennuksen käyttötarkoitus ja haluttu ulkonäkö ovat valintaan eni-
ten vaikuttavat tekijät mutta esimerkiksi taloteknisten järjestelmien tai muiden va-
rusteiden vaatimukset voivat olla hankkeen kustannusmielessä määrääviä verrattu-
na rakennejärjestelmään. Yleisesti voitaneen todeta, että teräsbetonirunko sopii pa-
remmin asuntorakentamiseen, koska niihin on mahdollista sijoittaa paljon leikkaus-
seiniä asuntojen ja käytävien ympärille. Samalla betoni toimii asuintilojen välillä
tehokkaasti sekä paloa että ääntä eristävänä. Talotekniikka voidaan kuljettaa pysty-
suunnassa betoniseinien reunustoja pitkin ja tarvittaessa vaakasuunnassa käytävil-
le sijoitettujen alakattojen sisällä, jolloin betonilaatta voidaan jättää huoneistoissa
suoraan kattopinnaksi ja kerroskorkeus jää noin 2,7 metriin. Erityisesti hotellira-
kennuksissa betonirakentamisen etuna on myös säännöllinen ja toistuva runko, mikä
mahdollistaa teollisemman työmaatekniikan. Lisäksi betonirakenteet kykenevät suu-
ren sitkeytensä vuoksi tyypillisesti muita paremmin dissipoidaan maanjäristysten
aiheuttamaa muodonmuutosenergiaa. [2; 3; 8]

Toimistorakennuksissa puolestaan vaaditaan usein mahdollisimman paljon avoin-
ta ja esteetöntä tilaa vuokrattavuuden ja muuntojoustavuuden takia. Tähän sopii
yleensä parhaiten rungon keskelle sijoitettu ydin ja siitä mahdollisimman kauas ul-
koreunalle sijoitetut pilarit. Sekä ydin että ulkokehän rakenneosat voidaan tehdä
teräksestä, teräsbetonista tai liittorakenteisina. Teräsrakenteisessa rungossa selkei-
tä etuja ovat rakenteiden keveys suhteessa lujuteen, mahdollinen korkea esivalmis-
tusaste ja pitkät jännevälit, mutta ne tarvitsevat aina erikseen palo- ja korroosiosuo-
jausta sekä vaativia asennuksia. Vaakarakenteet tehdään tällaisessa rungossa usein
palkkien varaan, mikä kasvattaa kerroskorkeutta noin 3,5 metriin, mutta tätä tilaa
voidaan samalla käyttää ydintä pitkin nousevan talotekniikan jakeluun kerroksissa.

Näistä syistä saman kerrosluvun toimistorakennukset ovat yleensä asuin- ja hotelli-rakennuksia korkeampia. [2; 3; 8]

Pystykuormia kantavien rakenteiden paino kasvaa tyypillisesti lineaarisesti kerrosluvun funktiona, ja alle 10-kerroksisissa rakennuksissa rakennepaksuuksia ei tyypillisesti tarvitse kasvattaa vaakakuormien takia. Lattiarakenteiden painot eivät edellytä korkeassa rakennuksessa mitään erityistä matalaan rakennukseen verrattuna: niiden paino riippuu vain jänneväleistä eikä lainkaan siitä miten korkealla ne ovat. Sen sijaan vaakakuormien merkitys kasvaa epälineaarisesti kuvan 2.7 kaavioiden mukaisesti, ja mentäessä yli 10 kerroksen rajan niiden vaikutus materiaalimenekkiin alkaa korostua. Lähestyttäessä 50 kerrosta ja siitä ylöspäin vaakakuormien vaikutus ja ra-



Kuva 2.7: Kokonaisteräsmäärä kerrosmäärän funktiona [3, s. 35 Fig.4.1], [8, s. 697 FIGURE 8.12]

kennejärjestelmän valinta niiden vastaanottamiseksi alkavat olla taloudellisesti merkittäviä. Kuitenkin huomioden, että rakenteiden kustannukset ovat rakennuksen kokonaiskustannuksista tavallisesti noin 20 – 30 % ja että yli 50-kerroksisen rakennuksen jäykistys vie tästä noin kolmasosan, on vaakasuuntaisten kuormien vastaanottamiseen tarkoitetun järjestelmän hinta noin 7 – 10 % kokonaiskustannuksista. Pelkästään julkisivun materiaalit voivat monimutkaisuudestaan riippuen maksaa saman verran, ja usein myös taloteknisten järjestelmien kustannukset tulevat tähän verrattuna määrääviksi. Lisäksi mitä korkeampi rakennus on, sitä enemmän pohjasta on uhrattava hissi- ja talotekniikkakuiluille, mikä vähentää oleellisesti käyttökel-poista kerrosalaa. [2; 3; 6; 8; 9]

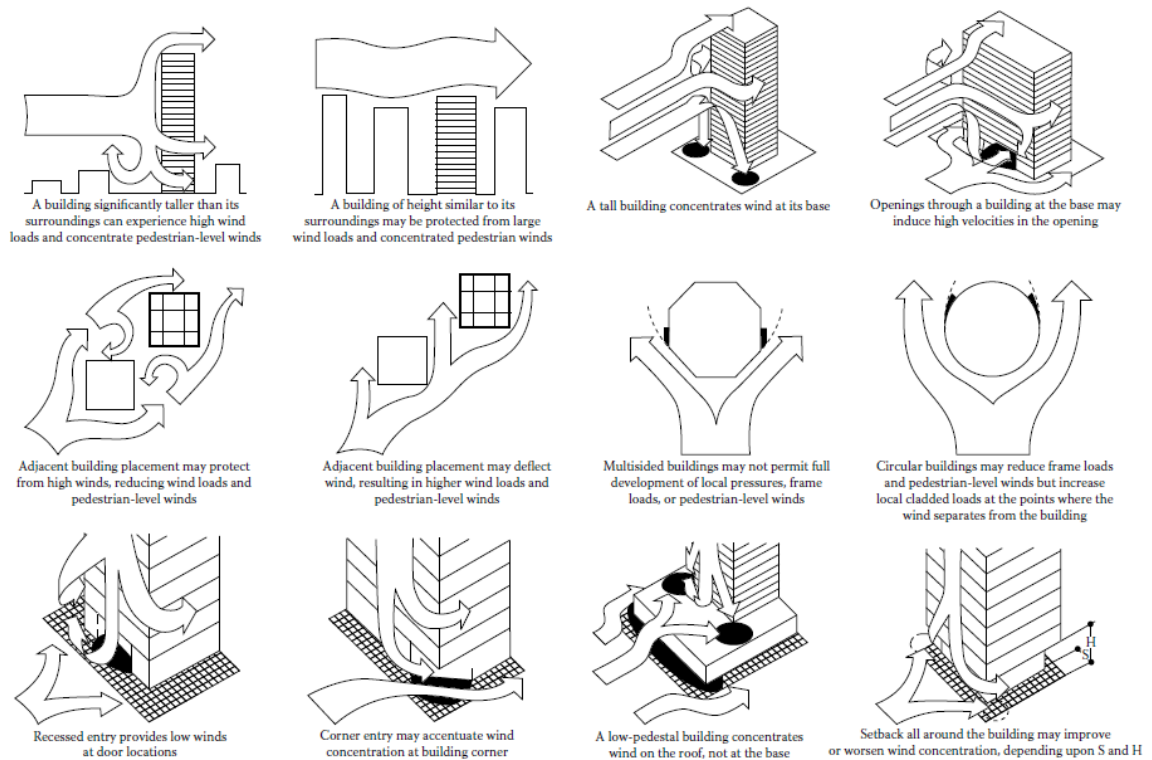
Yllä esitettyjen lisäksi korkeaan rakentamiseen liittyy paljon muitakin huomioitavia tärkeitä ongelmia. Hankkeen onnistuneen suunnittelun kannalta oleellista on huomioida niin arkkitehtoniset, rakenteelliset kuin taloteknisetkin asiat kokonaisvaltaisesti alusta alkaen. Rakennejärjestelmän valinta ei ole yksin rakennesuunnittelijan tehtävä vaan haasteet on syytä kohdata ja parhaita ratkaisuja on syytä etsiä yh-

dessä muiden osapuolien kanssa. Suunnitteluprosessi kannattaa pitää iteratiivisena ja ketteränä: arkkitehdin ensimmäisten ehdotusten kelpoisuutta arvioidaan alussa vain karkealla tasolla ja muutoksia tehdään sitä mukaa kuin tavoitteet kirkastuvat. Rakenteet pyritään pitämään mahdollisimman tehokkaina mutta oleellisempaa hankkeen kannalta on kokonaistalous, johon vaikuttavat monet muutkin asiat. Nykyään lopulta usein ajaudutaan rakennusten kasvavan monimuotoisuuden ja käyttötarkoitusten sekoittumisen seurauksena useamman eri jäykistystavan yhdistämiseen. [2; 3; 8]

2.2 Tuuli- ja maanjäristyskuormien luonne

Korkeisiin rakennuksiin kohdistuvat tärkeimmät vaakakuormat, tuulikuorma ja maanjäristyskuormat, ovat luonteeltaan ajasta riippuvia ja sellaisina niiden vaikutusten tarkka analysointi edellyttää dynamiikan huomiointia mitoituksessa. Nykyisin menetelmin tuulen aiheuttamien paineiden ja maanjäristysten aiheuttamien pohjamaan kiihtyvyyksien mallintaminen on epätarkkaa. Ajasta riippuvat herätteet saavat rakenteen värähtelemään, ja ne voivat aiheuttaa rakenteisiin kohdistuviin rasituksiin suuren vahvistusvaikutuksen, jos rakenteen jonkin ominaismuodon ominaistaajuus on lähellä herätteen taajuutta [11]. Jos kuitenkin rakennuksen ominaismuotojen ja -taajuuksien sekä kuormien oletettujen aikariippuvuuksien perusteella kyetään arvioimaan vahvistusvaikutuksen suuruutta, voidaan rakenteen kestävyyttä arvioida näiden perusteella valitulla suurinta vaikutusta vastaavalla ekvivalentilla ajasta riippumattomalla kuormalla [2; 3]. Huolimatta kuormien todellisesta hyvin vaikeasti mallinnettavasta luonteesta on rakenteiden lineaarielastinen tarkastelu ja tuulikuorman esittäminen riittävän suurena staattisena kuormana perusteltua. [3, s. 7], [2, s. 34]

Tuulen vaikutus aiheuttaa rakennuksen omasta ja ympäristön muodosta riippuen ulkoseiniin kohdistuvaa sekä painetta että imua (kuva 2.8). Virtaava ilma kiertää tavalla tai toisella eteen osuvan rakennuksen rungon, jonka muoto saattaa aiheuttaa virtaustilaan vaikeasti mallinnettavia paineita, imuja ja pyörteitä. Riittävän voimakkaat pyörteet voivat aiheuttaa tuulen suuntaa vasten kohtisuoraa imua ja painetta, jotka saavat rakennuksen rungon huojumaan sivusuunnassa, ja esimerkiksi sopivasti jaksolliset tuulenpuuskat voivat pahimmillaan herättää huonosti suunnitellun rakennuksen rungon ominaistaajuuksia. Huojumisesta seuraa dynaamisia rasituksia rakenteisiin, toisen kertaluvun vaikutuksia kasvattavia sivusiirtymiä ja myös mahdollisesti ylimmissä kerroksissa oleskeleville ihmisille pahoinvointia aiheuttavia kiihtyvyyksiä. Huojunta ei näy rakennuksesta ulospäin, mutta erityisesti jos rakennus on altis akselinsa ympäri tapahtuvalle kiertymälle, voi maailma näyttää heiluvan sisältä käsin katsottuna. Uudemmat pilvenpiirtäjät rakennetaan aiempaa hoikemmiksi ja kevyemmiksi, mikä on vähentänyt huojusta vaimentavaa massaa. [8; 10; 12]

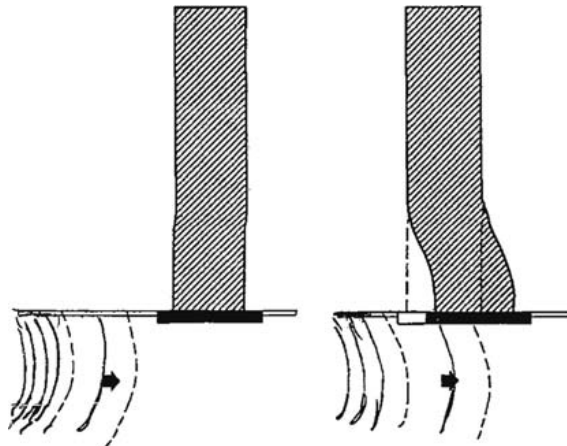


Kuva 2.8: Tuulen virtaus rakennuksen rungon ympäri riippuu ympäristöstä ja se voi aiheuttaa pyörteitä ja vaakasuuntaista imua. [8, s. 254 FIGURE 4.1]

Tuulen aiheuttamat rakenteelliset vauriot ovat hirmumyrskyjä ja tornadoja lukuunottamatta jääneet vähäisiksi. Sen sijaan myrskyjen on huomattu useissa kohteissa saavan kattolamput heilumaan ja kirjoja tippumaan hyllyistä. Huojunta voi saada aikaan myös käyttömukavuutta häiritsevää rakenteiden liikkeestä aiheutuvaa ääntä ja voimakkaat tuulet voivat aiheuttaa häiritsevää vihellystä. Pyörteiden vaikutusta ja siten huojuntaa voidaan kuitenkin selvästi vähentää ottamalla virtaus huomioon rakennuksen vaipan muodon suunnittelussa. Tuuli voidaan ohjata virtaamaan tasaisemmin esimerkiksi viistämällä tai pyöristämällä rakennuksen nurkkia tai vetämällä seiniä sisäänpäin spiraalin muotoisesti ylemmissä kerroksissa. Tärkein tuulen hallintakeino on kuitenkin järjestää riittävä jäykistys. [8; 12]

Johtuen tuulen vaikeasta teoreettisesta mallinnettavuudesta useimmiten päädytään tekemään tuulitunnelikokeita uusien korkeiden rakennusten suunnittelun yhteydessä. Mittaamalla tuulitunnelissa koko rakennusalueesta tehtyyn pienoismalliin kohdistuvia ilmavirtauksia saadaan käsitys kriittisimmistä suunnista ja ilman liikkeistä rakennusten lomitse. Tuulitunnelikokeiden avulla saadaan tarkka kuvaus tuulenpaineiden jakautumisesta rakennusten pintoihin, ennusteita tuulen aiheuttamista rakennuksen liikkeistä ja huojunnasta, meteorologiseen dataan perustuva ja ympäristön muodon huomioiva arvio vaadittavan rakenteen ja julkisivupintojen kustannuksista sekä käsitys rakennusalueen ympäristön kelpoisuudesta esimerkiksi ja-

lankulkukäyttöön. Saatavat arviot tuulen vaikutuksista ovat lisäksi usein normeissa määritettyjä vaatimuksia matalampia, mikä voi mahdollistaa taloudellisia säästöjä. [8; 12]



Kuva 2.9: Seismiset aallot aiheuttavat perustuksissa nopeita siirtymiä. [8, s. 348 FIGURE 5.1]

Maanjäristykset puolestaan tuntuvat rakennuksessa pohjamaan liikkeenä, mikä saa myös ulokkeena seisovan rakennusmassan siirtymään ja värähtelemään kuvassa 2.9 havainnollistetulla tavalla. Mitoitus voidaan tehdä muuntamalla perustusten liikkeestä aiheutuvat massojen kiihtyvyydet rakenteisiin muodostuviksi sisäisiksi voimiksi. Rakenteiden on kyettävä murtumatta vaimentamaan värähdysliike, ja tätä kykyä voidaan parantaa sallimalla ennalta valittuihin kohtiin plastisia muodonmuutoksia sekä suunnittelemalla näiden avulla energiaa dissipoiivia vaimennussysteemejä. Useimmiten maanjäristysmitoituksessa tavoitellaan pääasiassa henkilöturvallisuutta mutta, koska myös taloudellisten vahinkojen minimointi on oleellista, pyritään vauriot hallitsemaan ja pitämään mahdollisimman pieninä. Maanjäristykset kuitenkin usein ajatellaan onnettomuustilanteina, joten rakenteisiin kohdistuvia vaurioita voidaan tiettyyn rajaan asti sallia. Poikkeuksen muodostavat erityisen tärkeät rakennukset kuten sairaalat tai ydinvoimalat, joiden on säilyttävä sekä vaurioitumatta että toimintakykyisinä järistyksen jälkeenkin. Erityisesti ydinvoimalan kaltaisissa rakennuksissa plastisia muodonmuutoksia ei voida sallia lainkaan. Tuuli kuormien hallinnassa rakennuksen massasta on yleensä hyötyä, mutta maanjäristysten kannalta suuri massa aiheuttaa suuria hitausvoimia ja usein hankaloittaa mitoitus. Tässä työssä ei kuitenkaan perehdytä kuormiin tämän tarkemmin, ja laskennassa tyydytään tutkimaan vain staattisesti kuormitettuja rakenteita. [3; 8]

2.3 Käytetyimmät jäykistystavat ja periaatteet

Jäykistäminen tarkoittaa vaakakuormien välittämistä maahan ilman liian suuria muodonmuutoksia, ja tähän tarvitaan sekä kuormia jakavia vaakarakenteita että voimat maahan siirtäviä pystyrakenteita. Jäykistysjärjestelmän tehtävänä on kestää vaakakuormien aiheuttamat rasitukset, estää liialliset siirtymät ja kiihtyvyydet, auttaa kaatavaa momenttia vastustavan kokonaisvakavuuden saavuttamisessa sekä olla arkkitehtonisten ja muiden rakenteellisten ja taloteknisten ratkaisujen kanssa yhteensopiva. [3; 8]

Jäykistysjärjestelmää voidaan yleisesti pitää sitä tehokkaampana mitä vähemmän vaakakuormien vastaanottaminen edellyttää pystykuormia kantavien rakenteiden kuten pilareiden kasvattamista verrattuna siihen mitä vain omien painojen kantaminen muutenkin vaatii. Usein kuitenkin jo 10 kerroksen kohdalla vaakakuormien vaikutus alkaa olla niin merkittävä, että se on tärkeä osa koko rakennuksen suunnittelua. [3; 8]

2.3.1 Periaatteet

Ulokemaiseen rakennukseen kohdistuvien ulkoisten kuormien rakenteisiin aiheuttamat sisäiset voimaresultantit voidaan jakaa normaalivoima-, taivutusmomentti-, leikkausvoima- ja vääntömomenttikomponentteihin. Vaakakuormat aiheuttavat vain taivutus- ja vääntömomenttia ja leikkausvoimaa mutta jäykistäville rakenneosille pyritään usein johtamaan myös pystykuormista aiheutuvaa normaalivoimaa rakenteellisen tehokkuuden parantamiseksi. [8]

Eri suuruusluokat ja korkeudet vaativat eri tyyppisiä rakenteita. Rakenteen tehokkuus ei säily samana rakenteen kasvaessa vaikka sen koostavien rakenneosien mitasuhteet pysyisivät vakiona. Myöskään kuormien vaikutusten suuruus ei ylöspäin mentäessä yleisesti pysy vakiona. Jäykistysjärjestelmän valinta on aina tapauskohtaista: se riippuu monesta asiasta eikä selkeitä rajoja vaihtoehtojen välille ole järkevä vetää. Kuitenkin eri jäykistystavoilla on omat toimintaperiaatteensa ja korkeusalueensa, joilla niiden voidaan todeta olevan edullisimmillaan. Rakenteellisen tehokkuuden ohella usein muut tekijät kuten arkkitehtuuri, tilatehokkuus, tekniikan läpivienit, rakennusmateriaalien ja työvoiman saatavuus, tonttimaan laatu ja taloudellinen tilanne vaikuttavat valintaan. Juuri vaakakuormien hallinnassa on kuitenkin esimerkiksi pystykuormien hallintaan verrattuna huomattavasti enemmän mahdollisuuksia tehokkuuden parantamiseen järkevällä suunnittelulla. Tehokkaan vaakakuormia vastaanottavan jäykistysjärjestelmän suunnittelussa voidaan hyödyntää seuraavia yksinkertaisia pääsääntöjä: [8, s. 199-201]

- Sijoitetaan kantavia pystyrakenteita mahdollisimman etäälle rakennuksen geometrisesta keskiöstä kaatavan momentin vastustamiseksi.

- Johdetaan näille kaatavaa momenttia vastustaville pystyrakenteille riittävästi pystykuormia, jottei esimerkiksi perustuksissa synny vetoa.
- Yhdistetään nämä pystyrakenteet tehokkaasti liukumaa vastustavilla rakenneosilla, jotta mahdollisimman suuri ulkokehä toimisi kaatavaa momenttia vastustavana.
- Pyritään ottamaan vaakakuormat vastaan mieluummin puristetuilla kuin vedetyillä rakenneosilla.

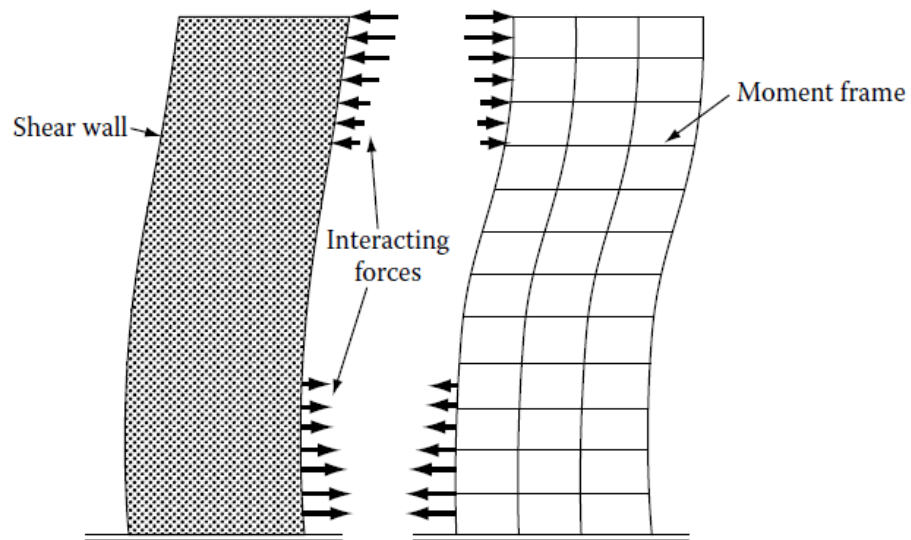
Vaikka vaakakuormien merkitys korostuu sitä enemmän mitä korkeammalle rakennetaan, periaate pystykuormia kantavien rakenteiden hyödyntämisestä myös jäykistysjärjestelmän osana säilyy. [8]

Erilaisista jäykistystavoista valitsemalla ja yhdistelemällä voidaan koota niin yksinkertaisia ja selkeitä kuin vaativampia mutta tehokkaampiakin jäykistysjärjestelmiä. Eräs tapa jaotella jäykistävien rakenteiden toimintaa on erottaa toisistaan taipuma- ja liukumamuotoiset vaakasuuntaiset siirtymät: Esimerkiksi jäykät kehät saavat usein sekä sivusiirtymiä että taipumaa rakenneosiinsa, minkä tuloksena useamman kerroksen korkuinen kehäjärjestelmä taipuu liukuman kaltaisesti. Toisaalta betoninen leikkausseinä on hyvin jäykkä liukuman suhteen mutta suurilla korkeuksilla se alkaa saada taivutusmomentista aiheutuvaa taipumaa. Nämä kaksi muodonmuutosperiaatetta voivat yhdessä toimiessaan kompensoida tehokkaasti toistensa siirtymäalttiuksia päinvastaisilla korkeuksilla muodostaen tehokkaamman rakenteen. Tätä yhteistoimintaperiaatetta on havainnollistettu kuvassa 2.10. On kuitenkin muistettava, että kehien toiminta ja siirtymämuoto riippuu voimakkaasti pilareiden etäisyyksistä ja sekä pilareiden että palkkien poikkileikkausten suuruuksista. Yleisemminkin voidaan todeta, että yhdistämällä eri jäykistystapoja on mahdollista saada aikaan hyvin monipuolisia runkoja ja ulkonäölliset vaatimukset täyttäviä jäykistysjärjestelmiä. Yhdisteltäessä eri periaatteita tulee kuitenkin aina huomioida kuhunkin liittyvät erityispiirteet ja ymmärtää näiden vaikutukset toisiinsa. Esimerkiksi kovin suuria jäykkyysvaihteluita peräkkäisten kerrosten välillä kannattaa välttää. [3; 6; 8]

2.3.2 Käytetyimmät jäykistystavat ja -järjestelmät

Jäykistystapoja ja niistä yhdistelemällä koottuja järjestelmiä ei ole kovin mielekästä luokitella tiukkoihin määritelmiin perustuen. Tässä esityksessä otsikoidaan toisistaan eroavat periaatteet ja esitellään yleisimpiä yhdistelmiä.

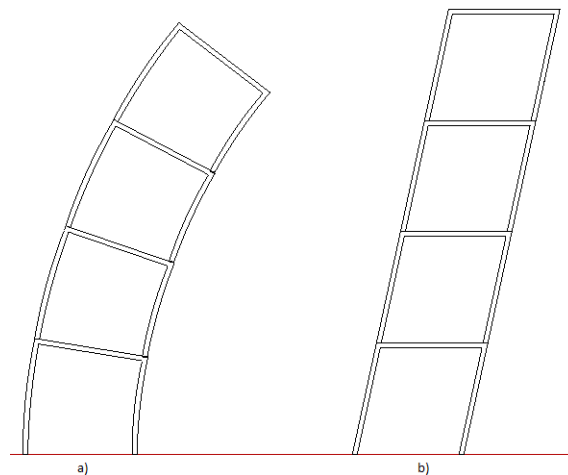
Nimeäminen on tehty yhdistelemällä lähteiden tulkintoja ja pyrkimällä suomentamaan näitä mahdollisimman suoraan. Virallisia tai yleisesti käytössä olevia suomenkielisiä vastineita ei kaikille rakenteille löydy joten käytettyihin suomennoksiin on syytä suhtautua harkiten.



Kuva 2.10: Leikkausseinät ja kehdät voivat parhaimmillaan tukea toisiaan erilaisten vaakasiirtymämuotojen ansiosta. [8, s. 206 FIGURE 3.8]

Jäykkä kehä (Rigid frame structure)

Rakenteella tarkoitetaan tavanomaista kerroksen korkuisista pilaripalkki-, pilarilaatta- tai pilarilaattapalkkikehistä koostuvaa säännöllistä runkoa. Vaakasuuntaiset kuormat aiheuttavat rungossa pääasiassa kahdenlaista taipumista: koko runko taipuu ulokesauvana aiheuttaen vaakakuormaan nähden takimmaisiiin pilareihin puristusta ja etummaisiiin vetoa (kuva 2.11a)), ja yksittäiset kerroksen korkuiset kehdät saavat kukin sivusiirtymän (kuva 2.11b)). Kehien nurkkien jäykät liitokset vastustavat

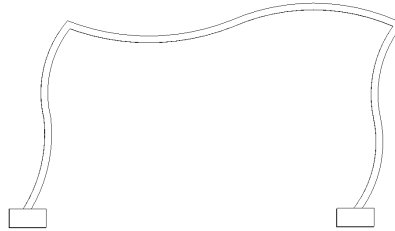


Kuva 2.11: Ulokesauvan taipuminen a) verrattuna kehien sivusiirtymiin b).

sivusiirtymää aiheuttamalla pilareihin ja palkkeihin taivutusta sekä pienemmässä määrin ottamalla itse vastaan kulmanmuutosta. Lisäksi pilareihin kohdistuvan leik-

kausmuodonmuutoksen ja liitosten momenttitasapainojen vuoksi sekä palkit että pilarit taipuvat päistään eri suuntiin, jolloin yksittäisen kehän sivusiirtymästä johtuva muodonmuutos on kuvan 2.12 kaltainen. [2; 3; 8]

Kehärakenteessa edellä mainitun kaltainen leikkautuminen aiheuttaa korkeuden funktiona lineaarisesti kasvavaa taipumaa, joka on yleensä kokonaisuutena merkittävämpi tekijä kuin yhtenäisenä toimivan rungon parabolisesti korkeuden funktiona kasvava taipuma. Vaikka taivutusmuoto onkin parabolinen, ehtii lineaarinen sivusiirtymä alusta asti kumuloitumalla kasvaa suuremmaksi rakennuksen huipulle päästäessä. Mitä lähempänä kehän pilarit ovat toisiaan, mitä jäykempiä ne ovat ja mitä jäykempi palkki niitä yhdistää, sitä enemmän kehistä koostuva torni lähestyy taivutusmuotoa. Usein kehien tapauksessa ensisijainen tapa lisätä vaakasuuntaista jäykkyyttä onkin kasvattaa palkkien ja pilareiden taivutusjäykkyyttä. [2; 3; 8]

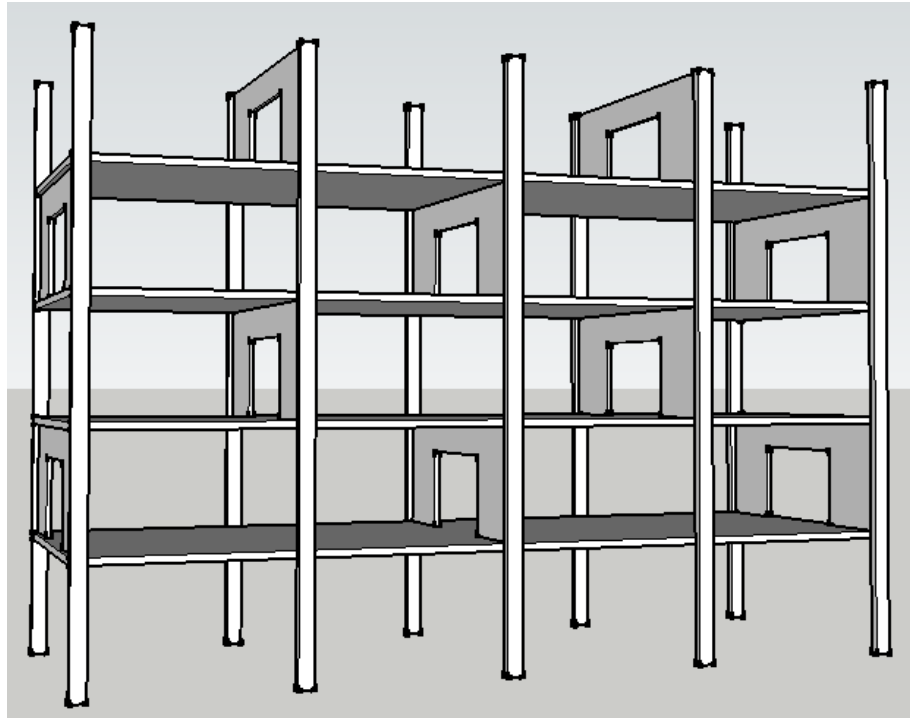


Kuva 2.12: Jäykän kehän sivusiirtymä, palkkien ja pilareiden taipumat

Säännöllisyytensä vuoksi kehärunko on selkeä ja vapauttaa sisätilat seinistä, mutta tiheähkö pilariväli voi haitata joitain käyttötarkoituksia. Korkeuden kasvaessa myös palkkeja on korotettava, mikä kasvattaa myös kerroskorkeutta. Pääasialliset kantavuussuunnat, palkkien mitat ja niiden yhteistoiminta laattojen kanssa voidaan kuitenkin toteuttaa useilla eri tavoilla, mikä tuo pelivaraa esimerkiksi läpivientien sijoitteluun tai jänneväliden ja kerroskorkeuksien säätämiseen. Tekemällä kehärunko ylöspäin suppenevaksi voidaan vähentää tuulikuorman vaikutusta ja sijoittaa eniten materiaalia sinne, missä sitä eniten tarvitaan. Osa kerroksista voidaan myös sijoittaa erittäin jäykkänä kehäpalkkina toimiva seinä. [2; 3; 8]

Järjestelmää voidaan edelleen optimoida esimerkiksi sijoittelemalla seiniä joka toisessa vierekkäisessä kehässä ja kerroksessa ruudukkomaisesti kuvassa 2.13 esitetyllä tavalla. Tällöin kerroksittain jaksolliset taipumamuodot vuorottelevat vierekkäisissä kehissä luoden tehokkaan kokonaisuuden. Luonnollisin materiaali kehärungolle on betoni liitosten jäykkyysvaatimuksen vuoksi, mutta myös teräs on mahdollinen. Yksinään toimiessaan kehärunko voi olla taloudellinen jäykistysratkaisu vain noin 25 kerrokseen asti. [2; 3; 8]

Pilarilaatta (Flat plate, Flat slab structure) erotetaan joskus omaksi jäykistystavakseen. Toimintaperiaate on sama kuin jäykällä kehällä, mutta pilarit kiinnitetään palkkien sijaan taivutusta kestäväan laattaan. Laatta voidaan tehdä tasapaksuna



Kuva 2.13: Taipumamuotoja vuorottelemalla voidaan tehostaa rungon toimintaa.

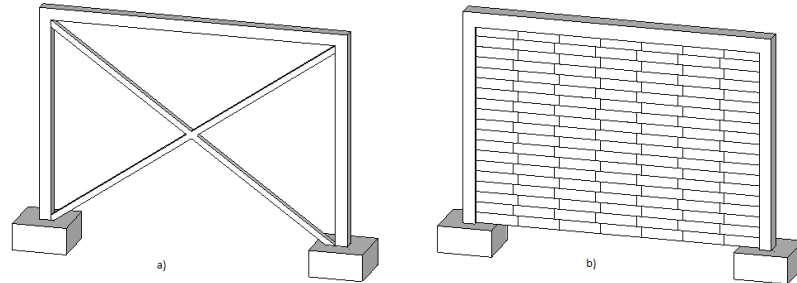
tai esimerkiksi vohvelimuotoiseksi ja pilareiden yläpäihin voidaan tehdä paksunnokset riittävän läpileikkautumis- tai momenttikestävyyden saavuttamiseksi. Flat plate ja flat slab -nimitykset erotellaan lähteessä [2] siten, että flat plate on täysin tasainen ja flat slabissa voi olla pilareiden kohdalla paksunnoksia. Stafford Smithin [3] mielestä tällä järjestelmällä voidaan rakentaa taloudellisesti 25 kerrokseen asti, Taranath [8] toteaa rajan olevan noin 10 kerrosta. [2; 3; 8]

Tuettu kehä (Braced-frame structure)

Tuettu kehä toimii estämällä jäykässä kehässä tapahtuvan leikkautumisen kaltaisen muodonmuutoksen. Tuenta tehdään usein yhdistämällä kehän vastakkaiset nurkat yhdellä tai kahdella normaalivoimaa kestäväällä lävistäjäsauvalla (kuva 2.14a)), jolloin kehästä tulee levymäisesti toimiva ja erittäin jäykkä. Tuettuja kehiä on luonnollisinta valmistaa terässauvoista, jolloin saadaan aikaan erittäin kevyitä rakenteita eikä rakenteellisista syistä johtuvaa korkeusylärajaa tähän perustuvalla rakennukselle ole käytännössä lainkaan. Haittapuolena ovat rajoitteet ikkunoiden ja kulkureittien sijoittelussa sekä vaikutukset ulkonäköön. Tuettuja kehiä voidaan kuitenkin sijoittaa myös näkymättömiin rakennuksen sisälle. [2; 3; 8]

Täytetty kehä (Infilled-frame structure) on periaatteeltaan tuetun kehän kaltainen mutta soveltuu puolestaan paremmin betonirakenteisen kehän jäykistämiseen. Kehäaukko voidaan täyttää umpeen muuraamalla tai betonoimalla, jolloin kehäs-

tä saadaan samalla kertaa väliseinä ja jäykistävä levy. Täytön jäykistysvaikutuksen suuruutta on vaikea arvioida ainakin muuratuilla rakenteilla materiaalien lujuusominaisuuksien vaihteluiden vuoksi, mutta käyttö on yleistä noin 30 kerroksisissa rakennuksissa. [2; 3; 8]



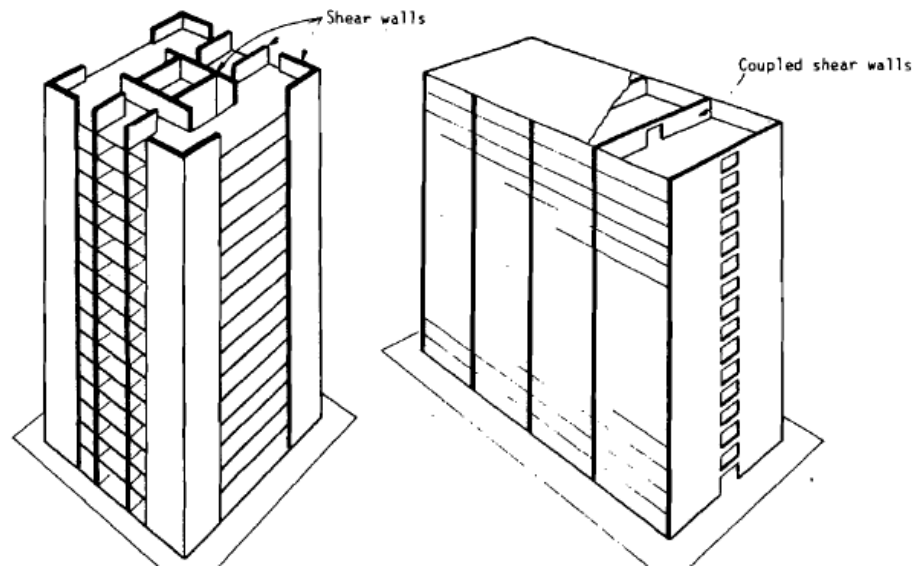
Kuva 2.14: Kehiä voidaan tukea lävistäjäsauvoilla tai täytöllä.

Leikkausseinä (Shear wall structure)

Leikkausseinä tarkoittaa umpinaista kantavaa yleensä betonista mutta mahdollisesti myös muurattua seinää, joka on tasossaan leikkauksen suhteen hyvin jäykkä. Seinät voivat olla rakennuksen vaakaleikkaustasossa yksittäisiä suoria pätkiä tai ne voivat muodostaa jäykästi toimivan yhtenäisen profiilin. Rakennuksen keskialueelle sijoitetut betoniset porrastornit ja hissikuilut muodostavat usein yhtenäisen jäykän profiilin, jota kutsutaan ytimeksi (core). [2; 3; 8]

Yksittäiset seinät toimivat vaakakuormituksessa ulokepalkin tavoin vain omassa tasossaan, mutta ytimillä on yleensä taivutusjäykkyyttä kahdessa vaakaleikkauksen suunnassa ja lisäksi merkittävä vääntöjäykkyys. Umpinaiset seinät sekä rakennuksen sisällä että ulkokehällä asettavat rajoituksia tilojen käyttötarkoituksille ja arkkitehtuurille. Toimistorakennuksissa käytetään yleensä vain ydintornia vapaan tilan tarpeen takia, mutta asuin- ja erityisesti hotellirakennuksiin seiniä voidaan usein sijoitella helpommin. Umpinaiset betoniseinät toimivat samalla erinomaisesti ääntä eristävinä ja tulipaloa osastoivina. [2; 3; 8]

Jäykistäviin seiniin on usein tarpeen saada aukkoja esimerkiksi ovia varten, jolloin seinä ajatellaan kahtena ovenylityspalkein yhdistettynä seinänä (coupled wall). Seinät muodostavat palkeilla yhdistettynä huomattavasti jäykemmän rakenteen kuin jos ne olisivat irrallisia. Erityisesti jos muutoin avonaisesta profiilista tehdään suljettu yhdistämällä sen kaksi kohtaa palkeilla, voi tämän vääntöjäykkyys ja vääntökeskiön sijainti muuttua huomattavasti. Jos betoniseinät mitoitetaan rakennuksen ainoiksi vaakakuormia vastaanottaviksi rakenteiksi, voidaan muu rakennuksen runko tehdä edullisesti nivelellisistä kehistä. Tällöin taloudellinen korkeus rajoittuu kuitenkin eri arvioiden mukaan noin 20-35 kerrokseen. Jos sen sijaan betoniseinien lisäksi



Kuva 2.15: Leikkausseiniä voidaan sijoitella rakennukseen monella tavalla. [3, s. 42 Fig.4.8, s. 43 Fig.4.9]

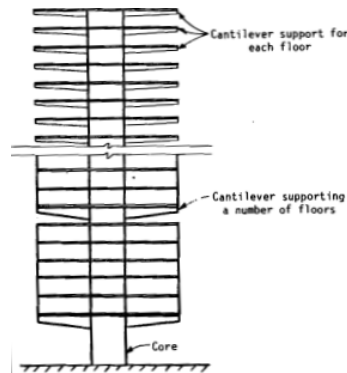
muu runko tehdään jäykistä kehistä ja mitoitetaan vastaanottamaan osa vaakakuormista, voidaan yhdistetyllä seinä-kehä -järjestelmällä (wall frame) rakentaa tehokkaasti aina noin 80 kerrokseen asti. Tämä yhdistelmä on erittäin yleisesti käytetty mainitun korkuisissa keskikorkeissa rakennuksissa. [2; 3; 8]

Yhteistoiminnan tehokkuus perustuu edellä mainitun kaltaisesti jäykän kehän ja umpinaisen seinän erilaisiin taipumamuotoihin. Liukuman suhteen erittäin jäykät betoniseinät tukevat rakennuksen juurella sivusiirtymille alttiita kehiä, jotka puolestaan tukevat seiniä näiden pääasiassa kumuloituvasta taivutuskiertymästä aiheutuvaa taipumaa rakennuksen yläpäässä. Eniten hyötyä saadaan, kun seinissä on vähän aukkoja (vähäisempi liukuma) ja kehien pilarit ovat kohtalaisen etäällä toisistaan (vähäisempi taivutus). Pohjakerrosten tasossa umpinaiset seinät ovat usein ongelmallisia arkkitehtonisista syistä, mutta toisaalta suuret aukot seinissä rakennuksen juurella heikentävät niiden toimivuutta merkittävästi. [2; 3; 8]

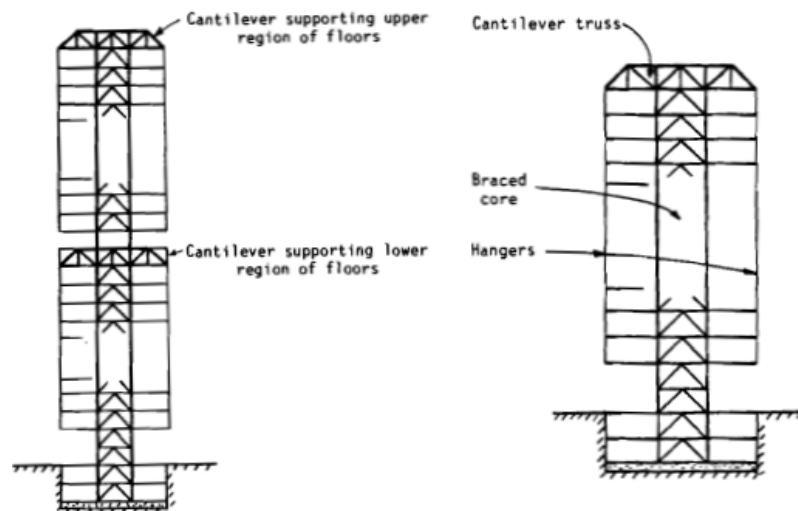
Ytimellä kantava rakenne (Core structure)

Rakennukseen voidaan tehdä jäykkänä profilina toimiva ydin joko betonista leikkausseinäpeiraatteella tai teräksestä tuettu kehä -periaatteella. Ydin voi myös toimia yksinään sekä kaikkia pysty- että vaakakuormia kantavana, jolloin kerrostasot voidaan toteuttaa esimerkiksi kuvan 2.16 mukaisesti ytimeen kiinnitettynä ulokeina. Kantavan rungon syvyys on erittäin pieni, minkä vuoksi rakenteellinen tehokkuus kärsii merkittävästi, mutta arkkitehtonista joustavuutta lisää mahdollisuus jättää julkisivut kokonaan avoimiksi. Ytimeen kiinnitettävä uloke voi kantaa yhden tai useamman kerroksen kerrallaan ja samassa rakennuksessa voidaan myös käyttää

esimerkiksi useita eri suuruisia ulokkeita, jotka jokainen kantavat eri kerrosmääriä. [2; 3; 8]



Kuva 2.16: Pelkkä ydin kantaa sekä vaaka- että pystykuormat. [3, s. 52 Fig.4.19]



Kuva 2.17: Ripustettu rakenne yhdellä tai useammalla ulokkeella [3, s. 51 Fig.4.17 (a), s. 52 Fig. 4.18]

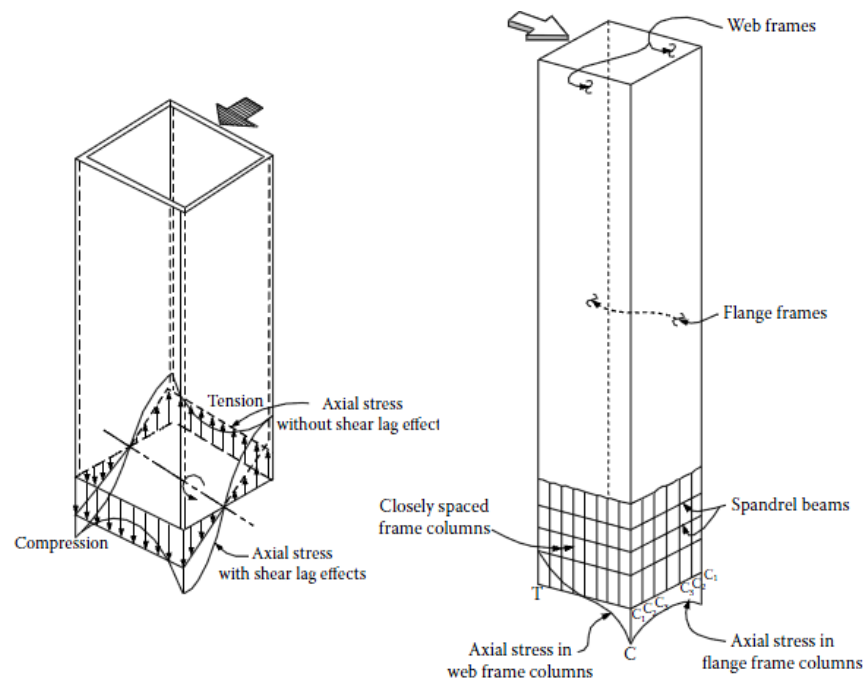
Ripustettu rakenne (Suspended structure) koostuu yhdestä tai useammasta ydintornista, joiden yläpäähän on kiinnitetty vaakasuuntaiset ulokkeet, joista puolestaan roikotetaan teräskaafeleita, -sauvoja tai -levyjä. Kerrostasot ripustetaan näihin vedossa toimiviin osiin kuvassa 2.17 esitetyllä tavalla. Etuna tässä rakenteessa on mahdollisuus jättää maantason julkisivut tai esimerkiksi maanalaiset parkkiloalat vapaiksi kantavista rakenteista. Vedettyinä toimivat kantavat rakenteet voidaan puolestaan tehdä korkealujuuksista teräksestä, mikä mahdollistaa suhteellisen hoikat poikkileikkaukset. Tätä hyötyä rajoittaa kuitenkin palonkestovaatimukset. Huonona puolena on rungon pieni syvyys maan tasossa ja vedettyjen rakenteiden epätasainen venymä sen mukaan, mitä useampaa kerrosta se kantaa. Tätä vaikutusta voidaan

vähentää tekemällä lisäulokkeita myös rakennuksen keskialueelle ja rajoittamalla kerrosmäärä yhdestä ulokkeesta roikkuvalla osalla noin kymmeneen. [2; 3; 8]

Kehäputki (Frame tube)

Rakennuksen ulkokehälle sijoitetut riittävän tiheät ja vahvat kehät muodostavat suuren rakenteellisen syvyytensä vuoksi tehokkaan koko rakennuksen kokoisen putkiprofiilin. Tällainen rakenne noudattaa pitkälti luvun alussa listattuja tehokkuuspääsääntöjä, vaikkakaan kehäputki ei yksin riitä kaikkien pystykuormien kantamiseen. Käyttäytyminen umpinaisen putken kaltaisesti kuitenkin edellyttää, että kehäpilareita on tiheässä ja ne ovat suurehkoja ja että ikkunapalkit ovat suhteellisen korkeita. Käytännössä umpinaista onttoa uloketta vastaavaan käyttäytymiseen ei helposti päästä niin sanotun shear lag -ilmiön takia. Shear lag -ilmiön takia kehäputken laippana toimivan linjan nurkkapilareihin keskittyy paljon keskialueen pilareita suuremmat voimat, mikä heikentää merkittävästi järjestelmän tehokkuutta. [2; 3; 8]

Kuvassa 2.18 esitetty epätasainen jännitysjauma johtuu laippoina toimivien kehien kyvyttömyydestä siirtää kaikkia pystyjännityksiä kehäaukon yli seuraavalle pilarille. Esimerkiksi kuvan 2.18 oikeanpuolimmaisessa rakennuksessa pilari C puristuu



Kuva 2.18: Shear lag -ilmiö tarkoittaa epätasaisuutta laippojen pilareiden pystyjännitysjaumassa. [8, s. 226 FIGURE 3.32, s. 227 FIGURE 3.34]

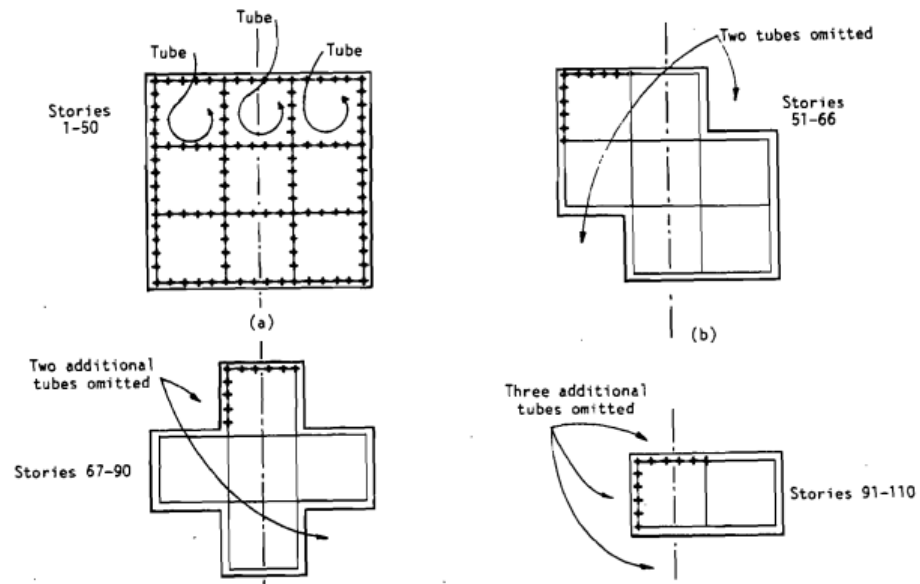
kaatavan momentin vaikutuksesta ja siihen kiinnitetty palkki siirtää puristusta seuraavalle pilarille C_1 . Ikkunapalkki ei kuitenkaan käytännössä ole koskaan äärettömän



Kuva 2.19: Esimerkki massiivisin palkein toteutetusta kehäputkesta New Yorkista.

jäykkä ja osa pilarin C puristumasta ei välity pilarille C_1 vaan jää palkin taipumaksi. Nimitys shear lag tarkoittaa leikkausmuodonmuutoksen takia jälkeen jäämistä. Nimitys tulee umpinaisen putkiprofiilin tapauksesta, jossa laipan leikkautuminen aiheuttaa periaatteeltaan saman vaikutuksen kuin palkkien taipuminen kehien tapauksessa. Mitä tiheimmät ja paksummat pilarit sekä korkeammat ja jäykemmät ikkunapalkit ulkokehällä on sitä pienempi on shear lag -ilmiön vaikutus ja sitä korkeammalle kehäputkijärjestelmällä päästään. Bungale suosittaa kehäputken vakavaa harkintaa mentäessä yli 40 kerroksen [8]. Kuvassa 2.19 on eräs esimerkki kehäputkesta, jossa tiheiden pilarien sijaan jäykkyyttä on haettu järeillä palkeilla. Usein on järkevää käyttää kehäputkiajatusta jollain seuraavassa esitettävällä jalostetulla tavalla. [2; 3; 8]

Niputetut putket (Bundled-tube) on runko, jossa on yhdistetty useampi kehäputki kiinni toisiinsa kuvan 2.20 mukaisesti. Rakenne voidaan ajatella yksittäisen kehäputken tapaan ulokesauvaksi, jossa kuorman suuntaiset kehät toimivat leikkausta ottavina uumina ja näitä vastaan kohtisuorat kehät kaatavaa momenttia ottavina laippoina, mutta nyt sekä laippoja että uumia on myös rakennuksen sisällä. Oleellisin hyöty saadaan yksittäiseen kehäputkeen verrattuna niputettujen putkien sisäpuolisten lisälaippojen shear lag -ilmiötä tehokkaasti vähentävästä vaikutuksesta. Lisäuumat jakavat pystyjännityksiä tasaisemmin laippoina toimivien kehien pila-

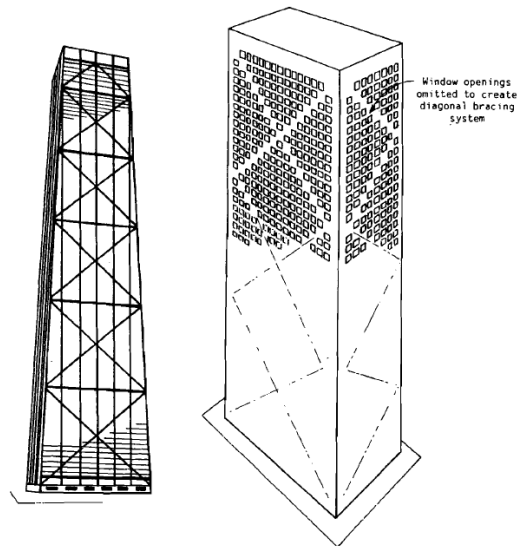


Kuva 2.20: Niputetut putket -periaatteella tehdyn rakennuksen tasot eri kerrosväleillä. [3, s. 47 Fig. 4.13]

reille, mikä parantaa merkittävästi rungon vaakasuuntaista jäykkyyttä. Paremman tehokkuuden ansiosta kehiä on mahdollista harventaa, mikä antaa joustavuutta tilankäyttöön ja julkisivuun. Lisäksi voidaan hyödyntää mahdollisuutta tehdä niputetut putket eri korkuisiksi, jolloin vain osa kehäputkista jatkaa ylimpiin kerroksiin ja muut putket tukevat tätä alempana. Selkein esimerkki tällä periaatteella toteutetusta rakennuksesta on jo alaluvussa 2.1.1 esitelty ja myös kuvassa 2.20 esiintyvä Willis Tower Chicagossa. [2; 3; 8]

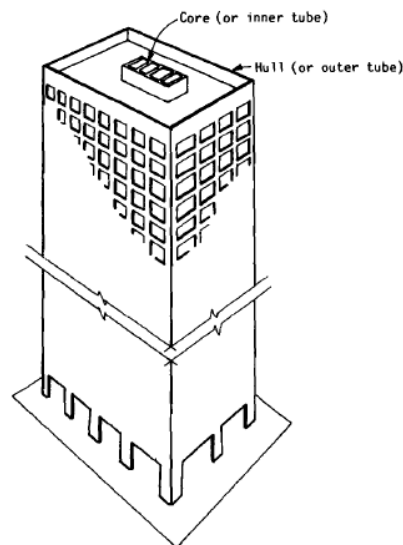
Jäykistetty kehäputki (Braced-tube) on kehäputki, johon on lisätty kuvassa 2.21 esitetyn kaltaiset diagonaalisauvat tuomaan lisäjäykkyyttä. Suuret diagonaalisauvat tasaavat tehokkaasti pilareille jakautuvia pystyjännityksiä, mikä vähentää huomattavasti shear lag -ilmiön vaikutusta ja siten parantaa koko rakenteen tehokkuutta. Jättidiagonaalit on luonnollisin tehdä teräksestä, mutta myös betonisessa kehäputkessa voidaan toteuttaa samaa periaatetta jättämällä diagonaaleille jäävät ikkunat umpinaisiksi. Vinot lisäjäykisteet voivat ottaa myös osan pystykuormista, ja erityisesti betonin tapauksessa tällainen suunnittelu on heikon vetokestävyyden takia tarpeen. Koska jäykistetty putki toimii tehokkaammin kuin pelkkä kehäputki, voidaan tällä järjestelmällä päästä joko aiempaa korkeammalle tai tehdä kehät väljemmin ja pienemmin poikkileikkauksin. Tunnetuimmat esimerkit jäykistetyin kehäputken soveltamisesta korkeaan rakennukseen lienevät jo aiemmin esitelty Hancock Tower ja kuvassa 2.21 näkyvä Onterie Center, molemmat Chicagossa. [2; 3; 8]

Kuori-ydin (Hull-core, tube-in-tube) -rakenteessa toimii samanaikaisesti ulkokehän muodostama kehäputki ja sisäpuolinen ydin kuvan 2.22 esittämällä tavalla. Ytimen ja putken määräävät taipumismuodot ovat jälleen erilaiset, mikä lisää vaaka-



Kuva 2.21: Kehäputken toimintaa voidaan tehostaa diagonaalijäykistein [3, s. 48 Fig. 4.14, Fig. 4.15].

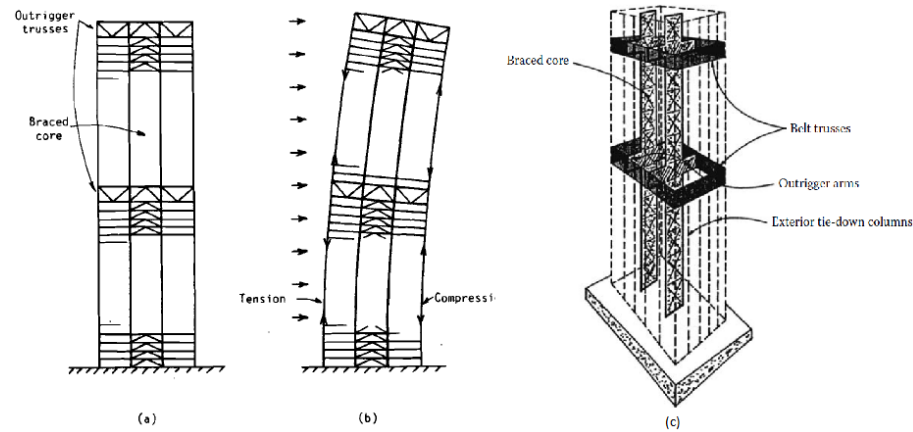
suuntaista jäykkyyttä. Putkella on kuitenkin paljon suurempi merkitys sen paljon suuremman rakenteellisen syvyyden takia. Shear lag -ilmiö heikentää edelleen suuresti putken tehokkuutta. [2; 3; 8]



Kuva 2.22: Ulkokehän kehäputki ja sisällä oleva ydin tukevat toisiaan tuoden vaakajäykkyyttä. [3, s. 48 Fig. 4.14, Fig. 4.15]

Vakaaja (Outrigger)

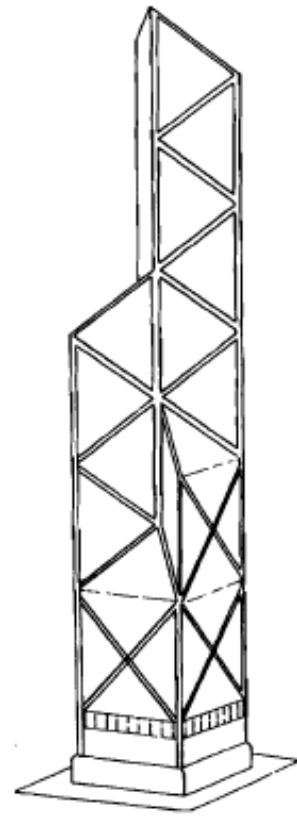
Rakennuksen sisään jäävä jäykistävä ydin voidaan kytkeä erittäin jäykillä vakaajapalkeilla ulkokehällä sijaitseviin pilareihin, jolloin osa vaakakuormista siirtyy näil-



Kuva 2.23: Vakaajarakenteen toiminta perustuu ulkokehän sitomiseen yhteen ytimen kanssa. [3, s. 49 Fig.4.16], [8, s. 248 FIGURE 3.58]

le pilareille pystykuormiksi ytimen taipumaa vastustavan momentin kautta kuvan 2.23 mukaisesti. Vaakakuorman aiheuttama kiertymä jäykistävässä ytimessä välittyy vakaajan avustuksella toisella puolella puristukseksi ja vastaavasti toisella puolella vedoksi muutoin vain pystykuormaa kantaville rakenteille, mikä samalla oikaisee ytimen taipumista. Vakaajan tehokkuus perustuu paljolti pelkästään ytimen varassa jäykistämiseen verrattuna huomattavasti kasvavaan kaatavaa momenttia vastustavaan rakennesyvyYTEEN. Kaikki ulkokehän pilarit voidaan kytkeä samaan järjestelmään julkisivun kiertävillä usein kahden kerroksen korkuisilla pystykuormaa jakavilla palkeilla, niin sanotulla belt wall -rakenteilla. Nämä kerrokset on rakenteellisesti tehokkainta tehdä noin korkeuden puoliväliin, ja ne sopivat samalla erinomaisesti taloteknisten laitteiden sijoituspaikaksi. Samassa rakennuksessa voi olla useampia-kin vakaajia, ja ne jokainen parantavat huomattavasti vaakasuuntaista jäykkyyttä, mutta jokainen lisäys on aina edellistä hieman tehottomampi. On myös huomattava, että vakaajalla voidaan parantaa ainoastaan taivutusta vastustavaa jäykkyyttä mutta ytimen on edelleen kyettävä yksin ottamaan liukuma vastaan. [2; 3; 8]

Vakaaja on suhteellisen uusi ja suosituksi tullut rakenne. Sillä on huomattavia rakenteellista tehokkuutta parantavia ominaisuuksia. Erityishyötynä se mahdollistaa arkkitehtuurin kannalta toivotusti avoimemman julkisivun, koska piirille sijoitettujen pilareiden ei tarvitse toimia kehänä ja ne voivat näin ollen olla pienempiä ja harvempaan sijoitettuja. Vakaajia on käytetty paljon ainakin 40-70 kerroksisissa rakennuksissa mutta ne voivat tarjota hyötyä kaikkein korkeimmissakin pilvenpiirtäjissä. [3; 8]

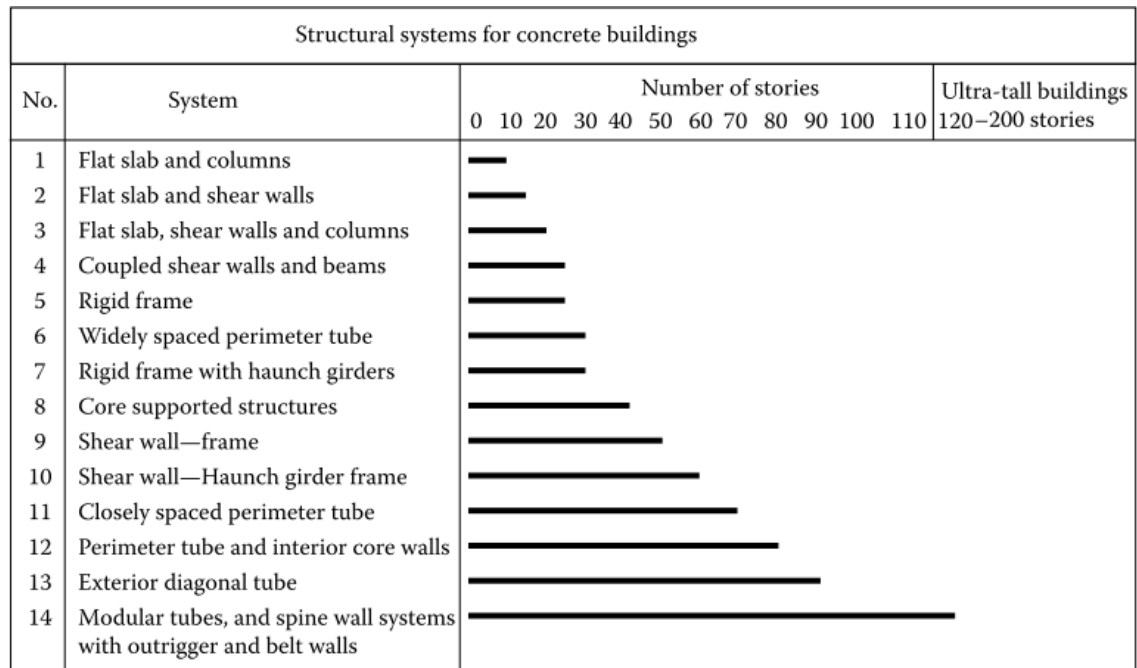


Kuva 2.24: Bank of China Building on kuuluisa esimerkki avaruusristikolla toteutetusta korkeasta rakennuksesta. Vasemman kuvan lisenssi: cc, WiNG, oikealla oleva kuva: [3, s. 53 Fig. 4.20]

Avaruusristikko (Space structure)

Kolmiulotteisella jäykästi kiinnitetyistä kolmoita muodostavista sauvoista tehdyllä ristikolla saadaan aikaan erittäin tehokas ja kevyt runko korkealle rakennukselle. Tasokehistä poiketen avaruusristikko voi olla muodoltaan monipuolisempi ja sen voi yleensä tehdä kantamaan samalla sekä kaikki vaaka- että pystykuormat, mikä kuitenkin edellyttää melko vaativaa suunnittelua. Rakenne on tyypillisesti myös hankala toteuttaa vinojen sauvojen sekä vaikeiden liitosten takia, ja ikkunoiden sijoittelu tulee monimutkaiseksi. Rakennuksesta on kuitenkin mahdollista saada ulkonäöltään hyvinkin mielenkiintoinen, ja tehokkuutensa ansiosta avaruusristikkojärjestelmällä on mahdollista saavuttaa aina kaikkein korkeimmatkin kerrosluvut. Tyypillisin esimerkki on avaruusristikolla toteutetusta korkeasta rakennuksesta on kuvassa 2.24 havainnollistettu Hong Kongissa sijaitseva 76-kerroksinen Bank of China Building. [2; 3; 8]

Kuvassa 2.25 on ehdotettu sopivia korkeuksia eri jäykistystavoille. Kaikki kuvassa esiintyvät nimitykset eivät aivan löydä vastinettaan edellä esitetyistä, mutta tärkeimpien rakenteiden keskinäiset suhteet näkyvät selkeästi.



Kuva 2.25: Jäykistystavat sopivine alueineen Bungalen mukaan [8, s. 200 FIGURE 3.1]

2.4 Katsaus jäykistykseen liittyvään tutkimukseen

Korkeiden rakennusten jäykistämiseen liittyviä asioita, kuten vakaajarakennetta, betoniydintorniprofilin jäykkyyttä, siinä olevien aukkojen vaikutusta sekä elementtimenetelmän käyttöä näiden analysointiin, on tutkittu ja kehitetty runsaasti. Tässä alaluvussa esitellään joidenkin valikoitujen artikkeleiden tuloksia, ja näistä ilmeviä näkökohtia. Pyritään havainnollistamaan tasoa, jolla tähän työhön liittyvien rakenteiden analysoinnin tutkimus tällä hetkellä on.

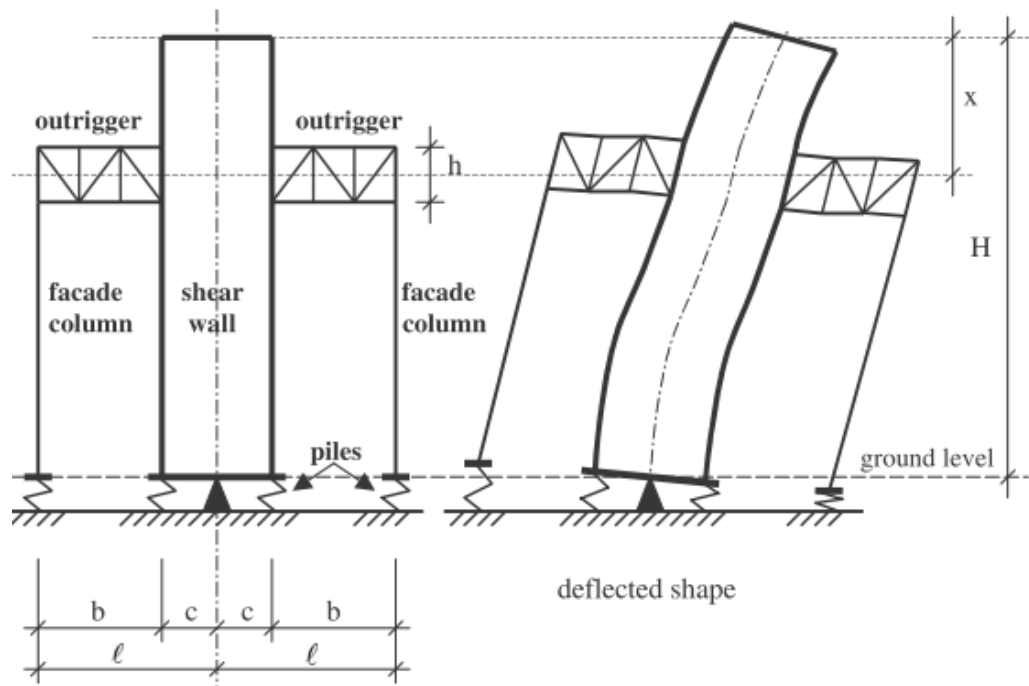
Perehdytään tarkemmin lähinnä vakaajiin, betoniydintornin jäykkyyteen, aukkojen huomiointiin leikkausseinässä ja tietokonelaskentaan liittyviin näkökohtiin. Useat rakenteiden käyttäytymiseen liittyvät artikkelit esittelevät samalla myös niiden FEM-toteutuksia, joten edellä mainittu jaottelu liittyy osittain.

2.4.1 Vakaajan liittyvän tutkimuksen taso

Hoenderkamp esittää [13] menetelmän vakaajia hyödyntävän leikkausseinän jäykistuksen alustavaan suunnitteluun. Kuvan 2.26 mukaisessa rakenteessa vakaaja muodostuu teräsristikosta ja leikkausseinä ei ole jäykästi maahan tuettu. Menetelmässä on kuusi rakenteellista parametria: leikkausseinän taivutusjäykkyys, vakaajaristikon taivutus- ja leikkautumisjäykkyys, ulkokehän pilareiden tuennasta johtuva taivutusjäykkyyslisäys ja sekä leikkausseinän että pilareiden kiertymisjäykkyydet perustustasossa. Näiden kaikkien todetaan olevan merkittäviä korkean rakennuksen alustavan

suunnittelun kannalta. [13]

Vakaajan optimaalinen sijaintikorkeus, vaakasiirtymät ja sisäisten voimien jakautuminen rakenteissa riippuvat merkittävästi näistä kaikista parametreista. Huomioitujen jäykkyyksien ja kuormien vaikutusten perusteella lasketaan taivutuskiertymät korkeuden funktiona ja näiden yhteensopivuudesta ratkaistaan seinässä vaikuttavan taivutusmomentin lauseke. Tästä puolestaan saadaan lauseke taipumalle seinän huipulla, jota minimoimalla määritetään vakaajan optimaalinen sijainti. Havainnoiksi todetaan muun muassa seuraavat asiat: Leikkausseinän perustusten kiertymisjäykkyys nostaa vakaajan optimaalista sijaintia mutta ei vaikuta sen tehokkuuteen. Pilareiden perustusten jäykkyyden kasvu alentaa vakaajaa ja parantaa tehokkuutta pienentäen taipumaa ja momenttia. Vakaajan leikkautumisjäykkyys myöskin alentaa vakaajaa ja parantaa tehokkuutta. Lopuksi suositellaan kaikkien kuuden jäykkyystekijän huomioimista rakennuksen alustavassa suunnittelussa. [13]



Kuva 2.26: Artikkelissa [13] tutkittu rakenne. [13, s. 2 Figure 1]

Wu et al. on julkaissut [14] Stafford Smithin et al. aiempaan teokseen [15] pohjautuen yksityiskohtaisesti analysointitavan useammalla vakaajalla jäykistetyin kolmiomaisesti ja tasaisesti kuormitetun korkean rakennuksen huipun vaakasiirtymälle, perustuksissa vaikuttavalle momentille ja alimmalle ominaisvärähtelymuodon jaksonajalle, kun vakaajien määrä, sijainnit ja jäykkyydet voidaan valita. [14; 15]

Alkuperäisessä Stafford Smithin artikkelissa on esitetty alustavaan mitoituskeinoon tarkoitettuja mitoituskäyrästäjä useamman vakaajan sisältävän rakennuksen jäykistämiseen, kun kuormana on tasainen kuorma. Jäykästi maahan tuetun ja vakaajien

jilla nivelpäisiin ulkokehän pilareihin kiinnitetyn ytimen taivutuskiertymäyhteenso-pivuuksista ratkaistaan perustustason taivutusmomentin ja huipun vaakasiirtymän lausekkeet vakaajien sijaintikoordinaattien, niistä aiheutuvien taivutusta vastustavien momenttien sekä kuorma- ja jäykkyysparametrien funktiona. Useamman vakaajan tapauksessa yhteensojivuusehdot muodostavat yhtälöryhmän, josta vakaajamomentit ratkaistaan esitetyllä matriisimenetelmällä. Optimaalisten vakaajasijaintien ratkaisemiseksi muodostetaan yhtälöryhmä, jossa on osittaisderivoitu huipun siirtymää jokaisen vakaajakoordinaatin suhteen ja nämä erikseen asetettu nolllaksi. Optimaaliset sijainnit riippuvat useammasta tekijästä, kuten vakaajien jäykkyysistä, ytimeä, ulkokehän pilareista ja kuormituksen muodosta, ja tällaisen epälineaarisen yhtälöryhmän ratkaisemiseksi on Wun artikkelissa käytetty Matlab-ohjelmaa. Lisäksi on johdettu kaava rakennuksen alimman ominaismuodon jaksonajan laskemiseksi. Tuloksia on esitetty useille eri tapauksille huomioiden myös, että usein rakennuksen huipulle halutaan yksi vakaajataso. [14; 15]

Johtopäätöksinä on kirjattu muun muassa, että kolmionmuotoisesti kuormitetussa tapauksessa vakaajien optimaalinen sijainti on noin 4 – 5% alempana kuin tasaisesti kuormitetussa, huipulle sijoitettu vakaaja siirtää muiden vakaajien optimaalista korkeutta hieman alemmas, perustusten momentin vähentämiseksi vakaajat kannattaisi sijoittaa mahdollisimman alas, mutta tämä hyöty vähenee verrattuna huipun vaakasiirtymän aiheuttamaan haittaan, jos esitettyjen ydin-vakaaja ja ydin-pilarit-parametrien suhde on suuri. [14; 15]

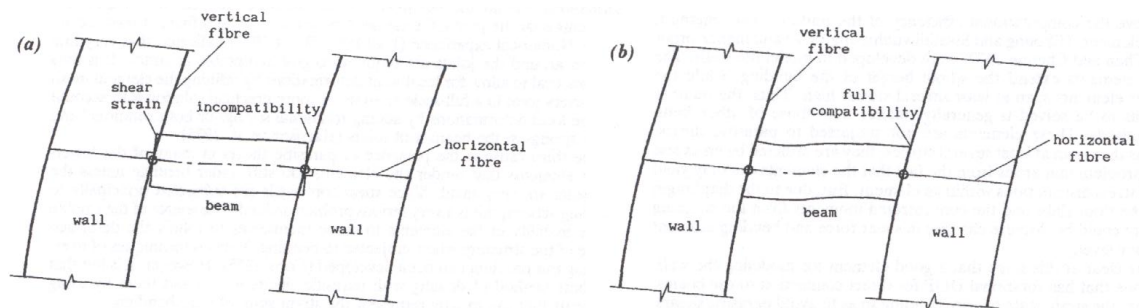
2.4.2 Leikkausseinien käyttö

Onu on esittänyt [16] ohutseinämäisen avoprofilisauvan estetyn väännön huomioivan sauvaelementin jäykkyysmatriisin ja konsistentin massamatriisin. Näiden pohjalta on esitetty numeerinen laskentaesimerkki, jossa on saatu jäykistävien seinänosien muodostaman avoprofilin kymmentä alinta ominaismuotoa vastaavat jaksonajat neljälle eri jäykkyysoletustapaukselle. Tätä sauvaelementtiä voitaisiin suoraan soveltaa FEM-ohjelmiston osana korkean rakennuksen betoniydinprofiilin käyttäytymisen tutkimisessa. [16]

Kwan on osoittanut [17] yhtenevyyden kahden suosituimman leikkausseinän tai ydinrakenteen analysointiin käytettävän menetelmän välille. Yleisimmin laskennassa on käytetty elementtimenetelmää levy-, laatta- ja palkkielementein, mutta niiden vaivana on ollut usein vaatimus tiheälle elementtiverkolle ja sen vuoksi pitkät laskenta-ajat sekä erityisesti laattoja mallintavien elementtien niin sanottu parasiittinen leikkaus eli leikkauslukkiutuminen taivutuksessa. Toinen menetelmä on artikkelin mukaan ollut analogisia sauvamoduuleja (analogous frame module) käyttävä menetelmä, jossa tasomaiset elementit on korvattu käyttäytymiseltään vastaavankaltaisilla palkkielementeillä. Tätä menetelmää puolestaan vaivaa niin sanottu para-

siittinen momentti. Leikkauslukittuminen jäykistää liikaa hoikkia taivutuksessa olevia huonosti kehitettyjä elementtejä, ja mainittu parasiittinen momentti pehmentää sauvamoduulien leikkausvastetta. Neljäsolmuiselle nelikulmaiselle elementille johdetaan leikkauslukkiutumisen huomioiva ja sen vaikutuksen poistava jäykkyysmatriisi, ja analogisille sauvamoduuleille esitetään parannettu kyseessä olevan parasiittisen momentin poistava jäykkyysmatriisi. Näiden havaitaan lopulta olevan täysin samat. Huolimatta menetelmien erilaisesta muodostustavasta, molempien on todettu lopulta antavan identtisiä tuloksia. [17]

Kwan on myös näyttänyt [18] tavan yhdistää kahta eri tasomaista elementtityyppiä aukollisen jäykistävän leikkausseinän analysointiin. Seinien mallintaminen laatta- tai kuorielementeillä ja niiden yhdistäminen toisiinsa joko vastaavilla pienemmillä tasomaisilla elementeillä tai vain palkkielementeillä voi aiheuttaa yhteensopivuusongelmia elementtiverkossa kuvassa 2.27 havainnollistetulla tavalla. Artikkelissa esitetään tapa käyttää Cheungin palkkityyppistä elementtiä seinää yhdistävänä palkkina ja Kwanin muodonmuutokseen perustuvaa tasomaista elementtiä seininä. Lisäksi näiden pohjalta kehitetään kaksi uutta siirtymäelementtiä, ja koko elementtiperheen sopivaa jäsentä tulisi käyttää valikoidusti riippuen kiinnittyneisyydestä viereisiin elementteihin. Kwan myöntää systeemin olevan hieman monimutkainen mutta toteaa tarkkuuden paranevan, koska yhteensopivuus saadaan toteutettua. Toisaalta ehdotetaan myös, että esitetty tapa analysoida aukollisia porrastorneja on mahdollista sisällyttää FEM-laskentaohjelmistoon siten, ettei käyttäjän tarvitse huomioida edellä mainittua ongelmaa. [18]

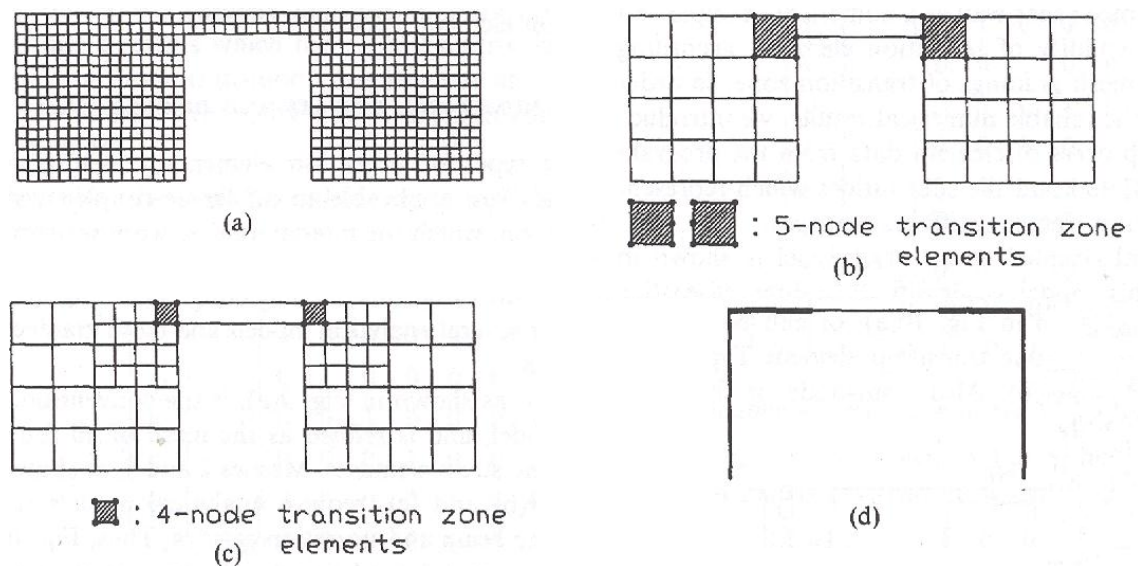


Kuva 2.27: Havainnekuva aukkopalkin yhteensopivuusongelmasta seinien kanssa. [18, FIG. 1.]

Kwan on kirjoittanut [19] edellistä artikkelia vuotta aikaisemmin paikallisten muodonmuutosten ja kiertymävapausasteiden vaikutuksesta yllä mainitussa palkki-seinä -liitoksessa. Artikkelissa tehdään katsaus erilaisiin menetelmiin huomioida liitoksen todellinen toiminta. Johtopäätöksissä kuitenkin todetaan, että analyysimenetelmissä on ollut paljon ongelmia, ja ehdotetaan kahta uutta elementtityyppiä: ensimmäisessä liitoksen muodonmuutos perustuu taipuuskertoimeen ja toisessa

ekvivalenttiin muunnettuun pituuteen. [19]

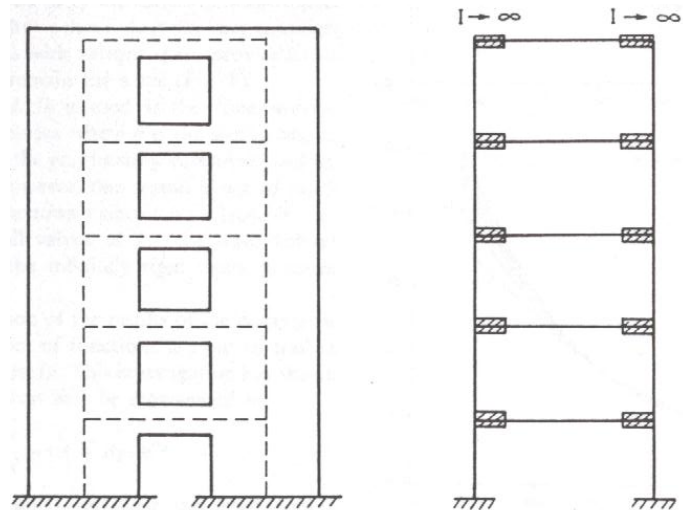
Kim et al. esittää [20] kolme siirtymäelementtityyppiä aukollisessa leikkausseinässä seiniä yhdistävän palkin ja seinän välille sekä näihin liittyvät siirtymäalueen elementit. Kuvassa 2.28 on näytetty neljä erilaista tapaa lähestyä ongelmaa. Tässäkin tarkoituksena on ratkaista yhteensopivuusongelma, tällä kertaa johtamalla siirtymäelementtien jäykkyyismatriisit muokkaamalla tavallista palkkielementtiä ja soveltamalla ne yhteen seinän kanssa siirtymäalue-elementein. Johtopäätöksissä kerrotaan siirtymäelementtien käytön johtavan tavanomaista menetelmää tarkempiin tuloksiin, lyhyempään laskenta-aikaan ja yksinkertaisempaan mallintamistyöhön. [20]



Kuva 2.28: Havainnekuva siirtymäelementtien käytöstä aukkopalkin mallintamisessa. [20, Fig. 9.]

Pala et al. lähestyy [21] aukollisen leikkausseinän ongelmaa muuntamalla seinät pilareiksi ja yhdistämällä ne palkilla, joka on tietyllä matkalla liitoksesta aukkoon päin äärettömän jäykästi kiinnitetty, muodostaen näin jaksollisen kehärakenteen kuvan 2.29 havainnollistamalla tavalla. Ongelmana on selvittää näiden jäykkien kiinnitysten pituudet. Artikkelissa tutkitaan tätä yksinkertaistusta ja esitetään erään parametrisen selvityksen tulokset. Johtopäätöksissä todetaan, että palkin jäykän osan pituutta voidaan arvioida esitetyllä eksponenttifunktiolla, joka ottaa sekä palkin että seinän syvyyden argumentikseen, kunhan palkin paksuuden ja aukon leveyden suhde on välillä 0,15 – 0,50. [21]

Vijayan et al. näyttää [22] tavan pudottaa leikkausseinän tai ydinprofilein jäykistetyn rakennuksen analysointiin tarvittava laskenta-aika murto-osaan tavanomaisesta menettämällä tarkkuutta vain vähän. Menetelmässä rakennus jaetaan saman kerrosmäärän sisältäviin osiin, joiden sisältä kustakin valitaan kolme viitekerrosta, ja



Kuva 2.29: Havainnekuva aukollisen seinän mallintamisesta kehänä käyttäen palkeissa jäykkää pituutta. [21, Fig. 3.]

rakennuksen tasapainoyhtälöt muodostetaan näissä viitekerroksissa laskettujen taipumien suhteen. Kuormien jakautuminen lasketaan ensin näissä viitekerroksissa ja lopuksi ne korvataan ekvivalenteilla jakautuneilla kuormilla, mistä saadaan kuormien jakautumat kaikissa kerroksissa. [22]

3. HELSINKIIN SUUNNITELLUN TUTKITTAVAN KOHTEEN ESITTELY

Tämän työn taustalla on osittain Helsingin kaupungin melko aktiiviset korkean rakentamisen edistämistoimet. Vaikka — tai ehkä juuri siitä syystä että — koko Suomessa ei toistaiseksi juuri korkeita rakennuksia ole, on niiden toteutukseen liittyvää selvitystyötä paljon käynnissä.

Tämäkin työ pyrkii omalta osaltaan havainnollistamaan mahdollisten tulevien kohteiden kannalta oleellisia jäykistykseen liittyviä näkökohtia. Lisäksi esitellään lyhyesti Helsingin kaupungin viranomaisten kehittämä rakentamistapaohje, sen sisältö ja toimintaperiaate.

3.1 Helsingin kaupungin suunnitelmista

Korkealle rakentamisessa on etuja: enemmän kerrosneliöitä samalle tonttimaalle, tiiviimpi kaupunki, hienompi bisnesimago, arkkitehtoninen vaikuttavuus, liikennejärjestelmien keskittämishyödyt. Korkea rakentaminen on kuitenkin myös haastavaa: osa paikallisista odotettavasti vastustaa pilvenpiirtäjiä, muun kaupunkitilan pelättään varjostuvan, tornien sopivuutta kaupungin merelliseen imagoon epäillään, huono tiivis rakentaminen mahdollisesti tuhoaa Helsinkiin tavoitellun yhteisöllisyyden, hinta on korkeampi ja myös tilankäytön tehokkuus on heikompi. [1, s. 51]

Helsingin kaupungin korkean rakentamisen työryhmä pitää korkean rakentamisen hankkeissa tärkeänä normaalia tiukempaa viranomaiskontrollia. Esimerkiksi rakennetekniikkaan ja rakennusfysiikkaan liittyvä suunnittelu on huomattavasti matalaa rakentamista vaativampaa, ja muun muassa ympäristön — ympäröivien rakenteiden ja kaupunkitilan — huomioinnin merkitys korostuu. Samalla tarkoitus on kuitenkin myös selkeyttää ja sujuvoittaa lupakäytäntöjä ja hankkeiden läpivientiä. Työryhmän sanoin kaupunki "haluaa varmistaa yli 16- ja enintään 50-kerroksisten rakennushankkeiden sujuvan ja ennakoitavan läpiviennin yhtenäistämällä niiden viranomaiskäsitteilyn" [1, s. 48]. [1]

Helsinkiin liiketaloudellisista näkökulmista johtuen toteutettaneen lähinnä hybridorneja, joissa on sekä toimitilaa että asuintilaa. Korkean rakentamisen hankkeet ovat aina väkisin melko suuria, jolloin odotettua heikomman kysynnän riskiä mielellään hajautetaan yhdistämällä toimintoja. [1, s. 42-50] Joissakin hahmotelmissa tornirakennuksiin on visioitu toimisto- ja asuintilaa esimerkiksi noin 60–40 %

-suhteessa [24]. Rakennuksen käyttötarkoitus vaikuttaa oleellisesti pohjaratkaisuun ja siten myös runkojärjestelmään ja jäykistystavan valintaan. Haitoista huolimatta korkea rakentaminen säästää tonttimaata ja voi korostaa hankkeeseen ryhtyjän imagoa, mutta käytettävän kerrosalan hyötysuhde heikkenee korkeuden ja sitä myöden vaakakuormien vaikutusten merkityksen kasvaessa. Hyvällä jäykistys suunnittelulla voidaan kuitenkin vähentää heikkouksien merkitystä. [1; 8; 10]

Helsingin kaupunki povaa Pasilasta kehittyvän metropolialueen voimistuvaa keskusta uusien liikenne-, asuin- ja toimitilahankkeiden myötä. Pasilassa sijaitsee jo ennestään Suomen digitaalisen median keskittymä, kongressi- ja messukeskus sekä maan suurin urheilu- ja tapahtuma-areena. Alueen kehityksen veturiksi odotetaan muodostuvan Keski-Pasilan alue, jonne on kaavoitettu Suomen korkeimmat rakennukset mahdollistava tornialue, ja tämän mukana kehittyviksi toivotaan muitakin ympäröiviä alueita. Myös liikennettä aiotaan kehittää muun muassa uusilla Pasilan aseman yhteyteen liittyvillä ratahankkeilla. [23]

3.2 Tutkittava kohde: Zucchin torni T5

Liitteen A kuvissa A.1 ja A.2 on mahdollista tulevaa Keski-Pasilaa havainnollistavat arkkitehtikuvat etelästä ja pohjoisesta päin katsottuna. Näissä ja lisäksi kuvassa A.3 näkyvä korkein torni T5 on maanpinnasta noin 160 metriä korkea ja siinä on noin 40 kerrosta. Ulkomuoto on paikoitellen epäsäännöllinen sisäänvetojen ja vinon katon takia, ja olemukseltaan rakennus vaikuttaa melko hoikalta. Julkisivut on jätetty enimmäkseen avoimiksi ilman mitään pystyrakenteita. Kuvien pohjalta tässä korkeimmassa tornissa jäykistykseen toteutukseen vaihtoehtoja ovat lähinnä pelkkä ydintornijäykistys tai yhdistetty ydintorni-, leikkausseinä ja kehäjäykistys tai vakaa-jarakenne. Kuvissa ei ole esitetty diagonaaleja eikä tiheä tai massiivipalkkinen kehäputki näytä tulevan kyseeseen. Lisäksi hoikkuudesta huolimatta rakennus on suhteellisen matala eikä näitä kaikkein järeimpiä ratkaisuja siten tarvittane. [8; 24; 25]

Kuitenkin torniin T5 voisi sopia betoniydin-vakaa- ja -yhdistelmä, jossa vakaaajalla siirretään vaakakuormia keskellä rakennusta sijaitsevalta ytimeltä ulkokehän pilareille pystykuormiksi. Näin voitaisiin ehkä keventää ytimeen vaakakuormista aiheutuvia normaali jännityksiä ja siten ohentaa porrastornin seiniä. Tällöin rakennuksen sisällä sijaitsevia pystykuormia kantavia pilareita hyödynnettäisiin samalla jäykistyksessä. Toisaalta lähteiden [24; 25] pohjakuvien perusteella rakennuksessa voisi olla myös useampi kuin yksi porrastorni. Opettavaisuuden kannalta työssä päätetään analysoida laskennallisesti kolmea tapausta: 1) perustapaus, jossa on vain yksi ydin keskellä rakennusta 2) edellinen tapaus vakaaajilla vahvistettuna 3) kahden ytimen tapaus, jossa lisätään toinen pienempi ydin lähelle rakennuksen ulkoreunaa. Tapauksessa 3 ytimien oletetaan olevan taipuisin mutta venymättömin laatoin toisiinsa yhdistettyjä. Työssä lasketaan näiden tapausten mukaiset ytimien perustuk-

siin kohdistuvat pystysuuntaiset normaalijännitykset samoilla kuormilla ja vertailla näiden suuruuksia keskenään. [24; 25]

Muut alueen tornit ovat korkeimmasta kohdastaan samojen kuvien perusteella noin 100-130 metriä korkeita, ja näillä on tornin T5 kannalta vaikutusta ainakin alueen tuuliolosuhteisiin. Ainakin yhteen torniin on kuvien perusteella visioitu rakennuksen sisäistä suurta diagonaaliristikkoa. Keski-Pasila voisi toimia kokeilukenttänä erilaisten jäykistystapojen toteutuksen ja toimivuuden kokeiluun. [10; 24; 25]

3.3 Helsingin kaupungin korkean rakentamisen rakentamistapaohje

Tähän asti korkeiden rakennusten viranomaiskäsitteily on ollut hankekohtaista. Erilisselvitykset ovat työläitä, ja viime aikoina 20–40-kerroksisia hankkeita on esitetty useita niin Helsinkiin kuin muuallekin Suomeen. Näistä syistä Helsingin kaupungin talous- ja suunnittelukeskus TASKE on laadittanut vuosien 2011–2012 aikana 16–50-kerroksisten rakennusten viranomaismenettelyä koskevan rakentamistapaohjeen. Helsingin kaupungin rakennusvalvontaviraston rakenneyksikön päällikkö diplomi-insinööri Risto Levanto kertoo muun muassa Rakennettu ympäristö -lehdessä, että "Tavoitteena oli laatia rakennushankkeisiin liittyvien osapuolten käyttöön yhdenmukainen ja tasapuolinen ohjeisto, jolla voidaan edesauttaa ja ohjata hankkeiden kehittämistä, suunnittelua, hyväksyntämenettelyjä sekä toteutusta siten, että eri osapuolet tulevat eri hankkeiden eri vaiheissa yhdenmukaisesti ja tasapuolisesti kohdelluiksi." [26; 27]

Rakentamistapaohjeen laatimiseen käytettiin ulkopuolista konsulttia, jonka tehtäviin kuului kirjallisuusselvitys sekä asiantuntijakyselyt ja -haastattelut Suomessa ja Isossa-Britanniassa. Rakennusvalvonnasta, pelastuslaitoksesta ja kaupunkisuunnittelusta koostunut viranomaistahojen ohjausryhmä oli määrittämässä selvitystyön laajuutta ja kokosi lopulta ohjeistuksesta luonnoksen. Tuloksena työstä saatiin konsultin raportti sekä tämän liitteinä olevat palvelupolku ja 37 ohjekorttia. Työssä ei ollut kyse normien, suunnitteluohjeiden tai teknisten ratkaisuehdotusten laatimisesta. [26; 27]

Palvelupolun tarkoitus on ajoittaa hankkeen osapuolten yhteistoiminta viitaten kussakin kohdassa asiaa käsitteleviin ohjekortteihin. Se on taulukkomuotoinen muistilista, joka jakautuu hankkeen vaiheisiin, jotka edelleen jakautuvat yhteen tai useampaan käsiteltävään asiaan. [27; 28]

Liitteessä B on esitetty esimerkkinä palvelupolun hankesuunnitteluvaihe kuvassa B.1 sekä tähän liittyvät ohjekortit kuvissa B.2 ja B.3. Palvelupolussa on hankesuunnitteluvaiheessa kaksi käsiteltävää asiaa: "ennakkoneuvottelu" ja "rakennushankkeeseen ryhtyvän ja suunnittelijoiden kelpoisuudet". Jälkimmäistä käsittelevä

ja asiasta päättävä viranomainen on rakennusvalvontavirasto lausunnonantajinaan pelastuslaitos, kiinteistövirasto ja kiinteistölautakunta. Hyväksyntää hakeva henkilö tässä kohdassa on rakennushankkeeseen ryhtyvä tai pääsuunnittelija, vaadittuja esiteltäviä asiakirjoja on muun muassa selvitys henkilöstöresursseista ja käsittely dokumentoidaan neuvottelumuistiona. Lopuksi on listattu 5 ohjekorttia ja ilmaistu huomio suunnittelualojen vaativuusluokista. [28]

Ohjekortit ovat yhtä kaksisivuista poikkeusta lukuun ottamatta yksisivuisia rakenteeltaan samankaltaisiksi laadittuja kortteja, joihin on laatikoitu kunkin aiheen osalta aikamääreineen lähtötietoina tarvittavat asiakirjat, vaadittavat lisäselvitykset, tulostettavat asiakirjat sekä tahot, joita aihe koskee. Korttien numerointi noudattaa rakentamismääräyskokoelmaa ja ne sisältävät myös viittauksia muihin liittyviin kortteihin. [29]

Esimerkiksi hankesuunnitteluvaiheen suunnittelijoiden kelpoisuuksia koskevaan käsiteltävään asiaan liittyy kortti A2-1, jossa vaaditaan lähtötiedoksi muun muassa suunnittelijan työkokemus ja mahdolliset pätevyystodistukset. Pätevyudet tulee kortin mukaan olla todennettuna ennen rakennuslupan myöntämistä, lisähuomiota on kiinnitettävä korkean rakentamisen erityisvaatimuksiin ja lopputuloksena saadaan päätös tehtävän vaativuudesta sekä suunnittelijan kelpoisuudesta. [29]

Jokaiselle hankkeen vaiheelle on kirjattu edellisen esimerkin mukaiset kohdat vastaavalla tavalla. Koko palvelupolussa on kaikkiaan 10 seuraavassa lyhyesti esiteltyä vaihetta: Hankesuunnittelu sisältää ennakkoneuvotteluja asemakaavasta ja hankesuunnitelman esittelyt sekä suunnittelijoiden kelpoisuustoteamiset. Ennakkoneuvottelut käsittelee muun muassa kaava-asioita, kiinteistön muodostusta, tuulisuusselvitystä, liikennesuunnitelmaa, pelastusasioita ja rakenneteknisiä asioita. Neuvottelukunnat-vaiheessa käsiteltävät asiat ovat tekniset rakennuslupa-asiat ja kaupunkikuva. Rakennuslupahakemuksen perusliitteitä -vaiheessa käsitellään rakennuslupahakemuksen sisältöä ja muun muassa tämän edellyttämiä selvityksiä ja otteita. Rakennuslupa on vaihe, jossa tehdään rakennus- ja maisemalupahakemus ja saadaan lupapäätös. Työpiirustusvaihe / Rakennuslupamääräysten täyttäminen jakautuu vaiheena osa-alueittain ja rakennusosittain. Rakennusvalvontavirasto käsittelee lupamääräysten täyttymisen. Rakentaminen sisältää vaiheena vastaavan ja muiden työnjohtajien kelpoisuuden hyväksyttämisen, maastoonmerkinnän sekä seurantakatselmukset työmaalla. Lopputarkastus, käyttöönotto -vaiheeseen liittyviä käsiteltäviä asioita ovat muun muassa käyttö- ja huolto-ohje, pelastussuunnitelma ja tarkastusasiakirjojen yhteenveto. Rakennuksen käyttö mm. -vaiheessa pelastuslaitos tekee palotarkastuksen ja -harjoitukset ja tekninen isännöitsijä esittelee hissitarkastajalle hissit — esimerkiksi. Muutoslupa ei sisällä varsinaista asiaa palvelupolussa mutta on merkittynä listan lopussa. Hankkeen edellä nimettyjen vaiheiden käsiteltävät asiat voivat vaihdella laajuudeltaan ja tarkkuudeltaan hankekohtaisesti. Jotkin eri vaiheet

sisältävät myös keskenään samoja asioita eri tarkkuudella käsiteltynä. [28]

Huomioitavia asioita ohjeistuksessa on edellytys tuulitunnelikokeiden ja ulkopuolisen tarkistuslaskennan teettämisestä sekä riittävän paloturvallisuuden saavuttamiseksi sprinklauksen käytöstä käytännössä kaikissa kohteissa. Lisäksi tärkeinä mainitaan muun muassa auringonvalon, äänilähteiden ja -heijastusten mallinnus sekä rakennusfysikaalisen toimivuuden kannalta etenkin julkisivujen vedenpitävyyden kokeellinen varmistaminen mahdollisuuksien mukaan. Rakennetekniikan osalta oleelliseksi todetaan seuraavaa: "Rakenneratkaisut poikkeavat lähinnä jäykistystavan suhteen. Rungon jäykistystapa on selvitettävä korkeissa kohteissa erillisenä selvityksenä ja riittävän aikaisessa vaiheessa. Lujuus-, siirtymä- ja värähtelykriteerien lisäksi on otettava huomioon kiihtyvyys." [26; 27]

4. LASKENNAN TEORIA

Esitetään luvussa 3.2 valittujen kolmen rakennemallin vertailemiseksi tarvittavat teorit. Pääperiaatteena on tehdä yksinkertaistettu elementtimenetelmään perustuva laskentamalli kohteen vaakakuormia vastaanottavista rakenneosista ja varmentaa sillä saatuja tuloksia kimmoteoriaan pohjautuvan analyttisen rakenteiden mekaniikan avulla.

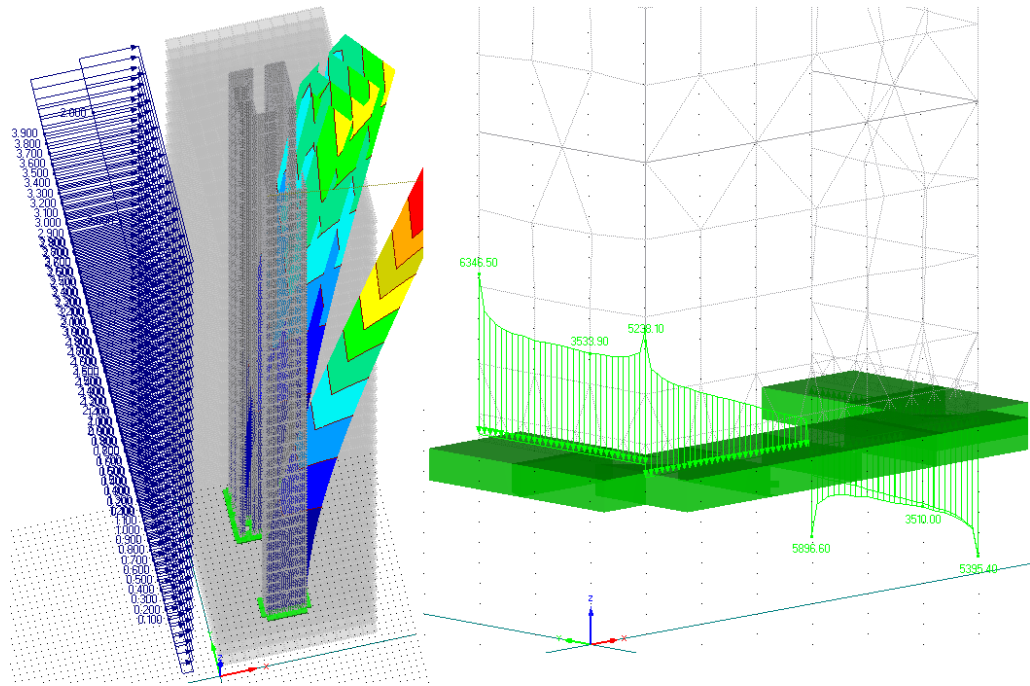
Kerrotaan lyhyesti elementtimenetelmälaskennan valinnat ja periaatteet, ja esitetään varmennuslaskuissa tarvittava ohutseinämäisensäuvan seinämän normaalijännityksen lauseke. Näytetään sauvan sisäisten taivutus- ja bimomenttien lausekkeet ilman vakaajaa ja vakaajan kanssa. Kahden ytimen tapausta varten esitetään lisäksi kuormien jakautuminen kahdesta irrallisesta mutta taipuisin venymättömin laatoin kytketystä sauvasta koostuvassa poikkileikkauksessa.

4.1 Elementtimenetelmän käyttö

Käytetään RFEM4-ohjelmaa. Rakennuksen sisäinen teräsbetoniydin ja välipohjalaatat mallinnetaan Mindlin-Reissner -laattateoriaan perustuvilla kuorielementeillä. Elementtiverkko kulkee seinien ja laattojen keskilinjoja pitkin kuvissa 4.1 ja 4.2 havainnollistetulla tavalla.

Välipohjalaattojen kiinnitykset seiniin oletetaan nivelöidyiksi leikkaussuoran suuntaisen akselin ympäri, mutta muilta osin ne ovat jäykästi toisiinsa kiinnitettyjä. Jäykistävät pystyrakenteet mallinnetaan materiaaliltaan ja kooltaan mahdollisimman todellisuutta vastaaviksi. Sen sijaan vaakarakenteiden merkitys on olla vain kuormia keräävinä jakavina taipuisina mutta venymättöminä laattoina. Tämän toteuttamiseksi niiden materiaaliksi on valittu betoni C30/37 ja paksuudeksi on asetettu 10 millimetriä.

Ytimet tuetaan alapäästä maahan täysin jäykällä kiinnityksellä; vakaajapilarit ovat alapäästään niveltuettuja. Kaikkien viivatuntojen kohdalla on elementtiverkkoa tihennetty tarkkuuden parantamiseksi. Vaakakuormat mallinnetaan vaakarakenteisiin kohdistuvina kerroskorkeuden alalta kertyvinä viivakuormina. Rakenteiden omia painoja ei oteta lainkaan huomioon. Laskennan tuloksista tarkastellaan ohjelmasta saatavia tuentoihin pituutta kohden kohdistuvia rasituksia. Jäykistävien seinien alla vaikuttavien voimien tulisi vastata suuruudeltaan varmennuslaskuista saatavia lukuja.

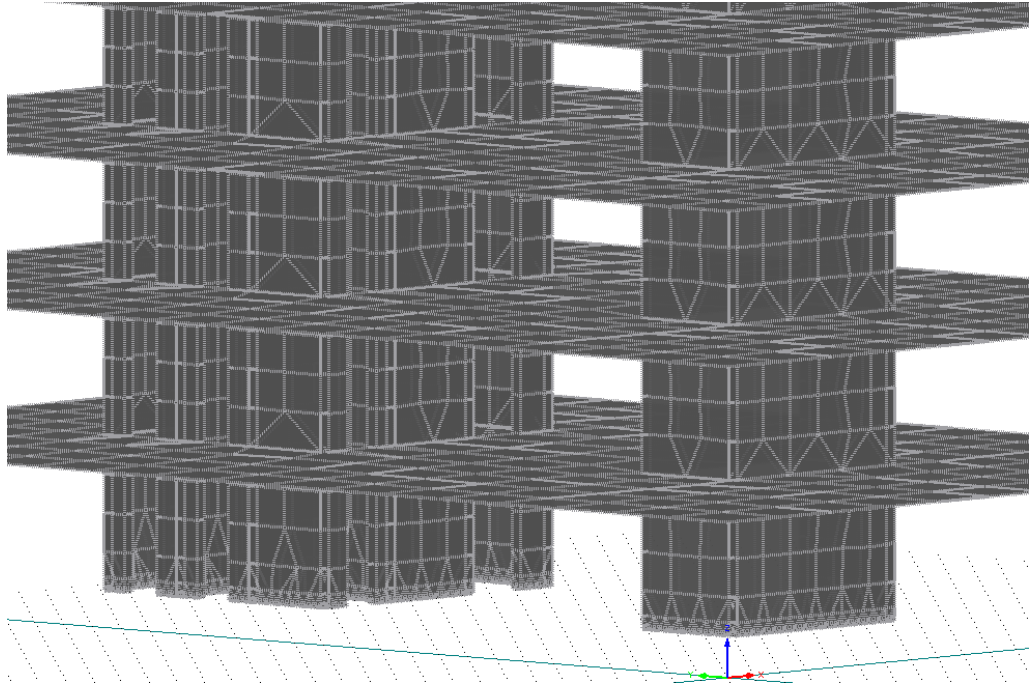


Kuva 4.1: Havainnekuva FEM-mallista saatavista tuloksista.

4.2 Analyttinen rakenteiden mekaniikka

Rakennusta tarkastellaan alapäästään jäykästi kiinnitettynä ja yläpäästään vapaana lineaarista kimmoteoriaa tottelevana ulokesauvana. Sauvan akselia vastaan kohtisuorat vaakasuuntaiset kuormat yksinkertaistetaan kahdeksi kohtisuoraksi viivakuormaresultantiksi. Kuormat aiheuttavat sauvaan sisäisiä voimaresultanteiksi kaksi taivutusmomentti- ja leikkausvoimakomponenttia sekä poikkileikkauksen epäsymmetrisyyden ja kuormaresultanttien epäkeskeisyyden vuoksi vääntömomentin. Sisäiset voimaresultantit saadaan taivutuksen ja väännön differentiaaliyhtälöistä soveltamalla ulokkeen ja mahdollisen vakaajan reunaehtoja, ja näiden avulla lausutaan sauvan normaali- ja leikkausjännityksen lausekkeet poikkileikkauksella sijaitsevan pisteen koordinaattien funktiona. Käytetään Euler-Bernoullin taivutusteoriaan ja väännön huomioivaan Vlasovin bimomenttiteoriaan perustuvia differentiaaliyhtälöitä.

Valitaan koordinaatisto ja kuormien sekä sisäisten resultanttien positiiviset suunnat kuvan 4.3 mukaisesti. Sauvan akseli valitaan z -akselin suuntaiseksi, jolloin x - ja y -akselit määräytyvät oikean käden säännön mukaisesti. Sauvan poikkileikkauksen positiivisessa pinnassa sisäiset leikkausvoimaresultantit Q_x ja Q_y vaikuttavat positiivisina akseleiden positiivisessa suunnassa, taivutusmomenttiresultantit M_x ja M_y sekä vääntömomenttiresultantti M_z kiertävät akseleidensa ympäri positiivisina oikean käden säännön mukaisesti ja mahdollinen normaalivoimaresultantti N on positiivinen z -akselin suuntaisena. Myös ulkoisten kuormien q_x ja q_y suunnat määritellään



Kuva 4.2: Havainnekuva FEM-mallin elementtiverkosta.

positiivisiksi positiivisten akselien suuntaisina. Jakautunut vääntömomenttikuurma m aiheutuu vaakakuormien resultanttien epäkeskeisyyksistä sauvan vääntökeskiöön nähden.

4.2.1 Taipumat

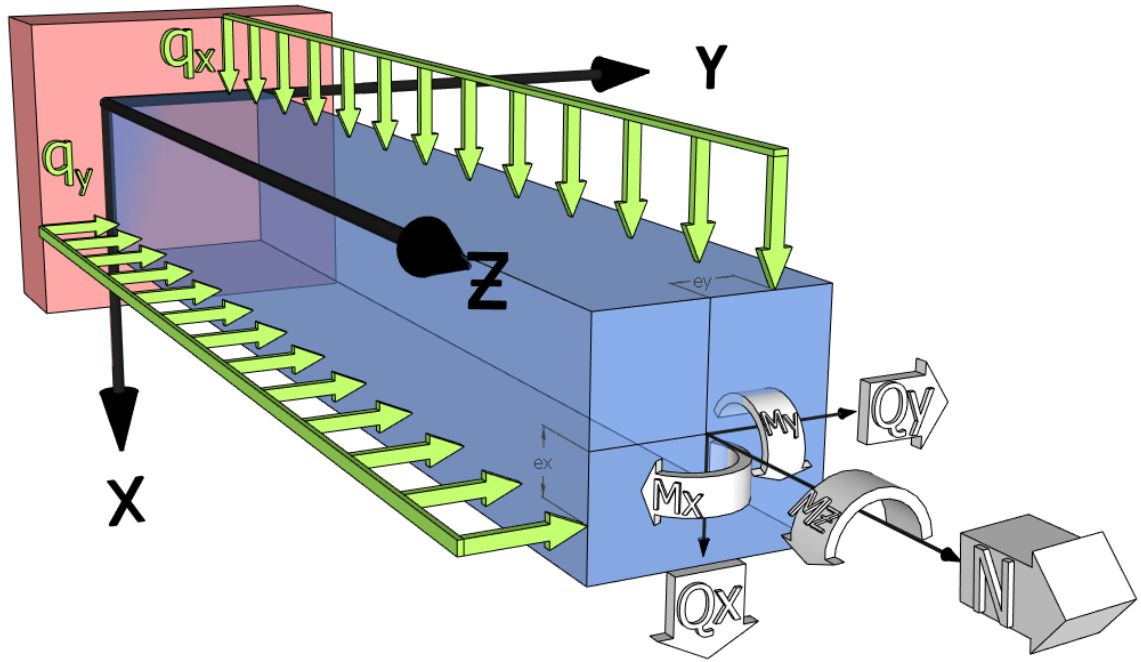
Merkitään x - ja y -akselin suuntaisia taipumia $u_x(z)$ ja $u_y(z)$ ja määritellään ne positiivisiksi kuvan 4.3 mukaisten koordinaattiakselien suuntaisina. Kuvasta nähdään, että taivutusmomenttien M_x ja M_y suunnat ovat kuormitusten q_x ja q_y suuntien ja leikkausvoimien Q_x ja Q_y positiivisten suuntien suhteen päinvastaiset ja näillä valinnoilla pätee

$$q_x(z) = -\frac{dQ_x}{dz} \quad Q_x(z) = -\frac{dM_y}{dz} \quad M_y(z) = EI_y u_x''(z) \quad (4.1)$$

$$q_y(z) = -\frac{dQ_y}{dz} \quad Q_y(z) = \frac{dM_x}{dz} \quad M_x(z) = -EI_x u_y''(z), \quad (4.2)$$

missä E on kimmokerroin ja pintojen toiset momentit I_x ja I_y määritellään kaavoilla

$$I_y = \int_A x^2 dA \quad I_x = \int_A y^2 dA \quad I_{xy} = \int_A xy dA. \quad (4.3)$$



Kuva 4.3: Koordinaattiakselivalinnat sekä ulkoisten kuormien ja sisäisten voimaresultanttien positiiviset suunnat sauvan poikkileikkauksen positiivisessa pinnassa.

Euler-Bernoulli -taivutuksen differentiaaliyhtälöstä

$$\frac{d^2}{dz^2} \left(EI \frac{d^2 u(z)}{dz^2} \right) = q(z) \quad (4.4)$$

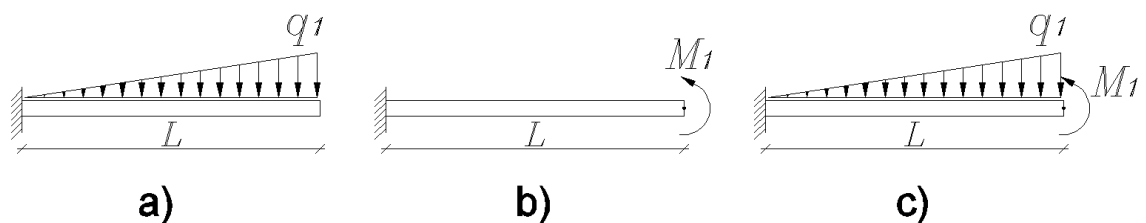
saadaan akselin suuntaisen koordinaatin z funktiona esitettyä kolmiokuorman lauseketta

$$q(z) = \frac{q_1 z}{L} \quad (4.5)$$

neljä kertaa integroimalla kuorman suuntaisen taipuman u yleinen lauseke

$$u(z) = \frac{1}{EI} \left(\frac{1}{120} \frac{q_1 z^5}{L} + \frac{1}{6} C_1 z^3 + \frac{1}{2} C_2 z^2 \right) + C_3 z + C_4, \quad (4.6)$$

kun taivutusjäykkyys EI on oletettu vakioksi.



Kuva 4.4: Poikittaisen viivakuorman merkinnät.

Integroimisvakiot C_1 , C_2 , C_3 ja C_4 saadaan kuvan 4.4a mukaisessa kolmion muotoisesti kuormitetussa ulokepalkin tapauksessa jäykän tuen ja vapaan pään reunaehdoista jolloin x -suuntaisen taipuman lausekkeeksi saadaan kaavoja (4.1), (4.4), (4.5) ja (4.6) käyttäen

$$u_x(0) = 0 \Rightarrow C_4 = 0 \quad (4.7)$$

$$u'_x(0) = 0 \Rightarrow C_3 = 0 \quad (4.8)$$

$$\begin{aligned} Q_x(L) &= -EIu'''(L) = 0 \\ -\frac{1}{2}q_{1,x}L - C_1 &= 0 \Rightarrow C_1 = -\frac{1}{2}q_{1,x}L \end{aligned} \quad (4.9)$$

$$\begin{aligned} M_y(L) &= EI_y u''(L) = 0 \\ -\frac{1}{3}q_{1,x}L^2 + C_2 &= 0 \Rightarrow C_2 = \frac{1}{3}q_{1,x}L^2, \end{aligned} \quad (4.10)$$

jolloin taipuman lausekkeeksi tulee

$$u_{x,a}(z) = \frac{1}{EI_y} \left(\frac{1}{120} \frac{q_{1,x}z^5}{L} - \frac{1}{12} q_{1,x}Lz^3 + \frac{1}{6} q_{1,x}L^2z^2 \right). \quad (4.11)$$

Vastaavasti y -suuntainen taipuman lauseke saadaan käyttäen edellisestä poiketen kaavoja (4.2), mikä tuottaa lopulta saman näköisen tuloksen

$$u_{y,a}(z) = \frac{1}{EI_x} \left(\frac{1}{120} \frac{q_{1,y}z^5}{L} - \frac{1}{12} q_{1,y}Lz^3 + \frac{1}{6} q_{1,y}L^2z^2 \right). \quad (4.12)$$

Kuvan 4.4b jäykän tuen ja pistemomentilla kuormitetun pään tapauksessa x -suunnassa ratkaistaan, kun $q_{1,x} = 0$

$$u_x(0) = 0 \Rightarrow C_4 = 0 \quad (4.13)$$

$$u'_x(0) = 0 \Rightarrow C_3 = 0 \quad (4.14)$$

$$Q_x(L) = -EI_y u'''(L) = 0 \Rightarrow C_1 = 0 \quad (4.15)$$

$$M_y(L) = EI_y u''(L) = 0 \Rightarrow C_2 = M_{1,y} \quad (4.16)$$

ja taipuman lausekkeeksi tulee x -suunnassa

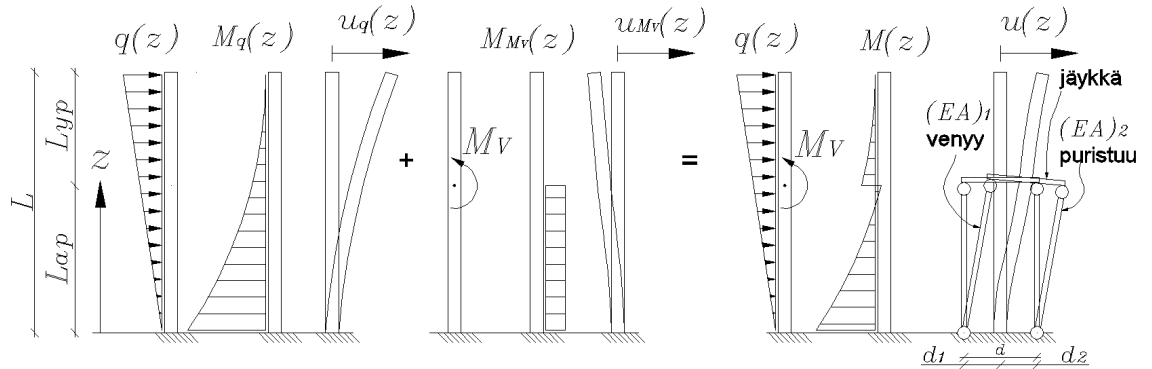
$$u_{x,b}(z) = \frac{M_{1,y}z^2}{2EI_y}. \quad (4.17)$$

Vastaavasti saadaan edellisen tapaan y -suunnan taipumalle

$$u_{y,b}(z) = -\frac{M_{1,x}z^2}{2EI_x}. \quad (4.18)$$

4.2.2 Vakaajan huomioivat taivutusmomentit

Kuvassa 4.5 on esitetty vakaajan toimintaperiaate sauvan taivutuksessa. Jäykistävää ydintä mallintavan ulokesauvan jollekin korkeudelle sijoitetaan jäykkä palkisto, joka on reunoistaan kiinnitetty sauvan akselista d_i etäisyydellä oleviin rakennuksen ulkokehän pilareita mallintaviin nivelpäisiin sauvoihin. Lineaarisesti jakautunut kuorma $q(z)$ aiheuttaa sauvaan sisäisen taivutusmomentin $M_q(z)$ ja kuorman suuntaisen, akselia vastaan kohtisuoran taipuman $u_q(z)$. Sauvaan jäykästi kiinnitetyn palkiston reunojen pystysiirtymistä seuraa ulkokehän sauvojen puristumista ja vetoa, mikä voimaparina vastustaa momenttijousen tapaan kuormasta aiheutunutta ytimen taipumaa. Taipumaa tasapainottava vakaajamomentti M_V saa aikaan ydinsauvan sisäisen taivutusmomenttijakauman $M_{M_V}(z)$ ja taipuman $u_{M_V}(z)$. Vakaajalla ulkokehän pilareihin tuetun ytimen käyttäytyminen taivutuksessa saadaan edellisten superpositiona. [8]



Kuva 4.5: Ulkoisen kuorman ja sauvan kiertymää vastustavan vakaajajousimomentin sekä näiden aiheuttamien sisäisten momenttien ja taipumien superponointi.

Yhteensopivuusehto kiertymälle vakaajan korkeudella L_{ap} saadaan yhdistämällä ulkoisen kuorman ja tasapainottavan momentin aiheuttamat kiertymät kokonaiskiertymäksi

$$u'_q(L_{ap}) + u'_{M_V}(L_{ap}) = u'(L_{ap}). \quad (4.19)$$

Akselin x ympäri tapahtuva kuormasta q_y aiheutuva kiertymä $u'_{y,q}(L_{ap})$ vakaajan korkeudella saadaan lauseketta (4.12) derivoimalla muotoon

$$u'_{y,q}(L_{ap}) = \frac{1}{EI_x} \left(\frac{q_{1,y}L_{ap}^4}{24L} - \frac{q_{1,y}LL_{ap}^2}{4} + \frac{q_{1,y}L^2L_{ap}}{3} \right). \quad (4.20)$$

Vastaavasti kiertymä sauvassa vaikuttavasta pistemomentista voidaan pistemomentin alapuolisella sauvan osalla ilmaista kaavaa (4.17) derivoimalla muodossa

$$u'_{y,M_V}(L_{ap}) = -\frac{M_{V,x}L_{ap}}{EI_x}. \quad (4.21)$$

Ulkokehäsauvoissa vaikuttaa kaavojen (4.22) mukaiset normaalivoimat P_i , kun $(E_p A)_i$ ovat pilareiden yhteenlaskettujen pinta-alojen mukaan määritetyt vetojäykkyydet. Kaavoissa (4.23) on ulkokehäsauvojen pituuden muutokset kokonaiskiertymän $u'(z)$ ja näiden etäisyyksien keskiarvon d_i avulla lausuttuna.

$$P_1 = \frac{(E_p A)_1}{L_{ap}} \Delta L_1 \quad P_2 = \frac{(E_p A)_2}{L_{ap}} \Delta L_2, \quad (4.22)$$

$$\Delta L_1 = -u'(L_{ap})d_1 \quad \Delta L_2 = u'(L_{ap})d_2. \quad [8] \quad (4.23)$$

Tasapainottavan momentin M_V suuruus on ulkokehäsauvoissa vaikuttavien voimien P_i , etäisyyksien d_i avulla ilmaistuna

$$M_V = -d_1 P_1 + d_2 P_2. \quad (4.24)$$

Yhdistämällä kaavat (4.22), (4.23) ja (4.24), saadaan vakaajamomentille esitys

$$M_V = \frac{(E_p A)_1 d_1^2 + (E_p A)_2 d_2^2}{L_{ap}} u'(L_{ap}), \quad (4.25)$$

josta saadaan ratkaistua x -akselin ympäri vaikuttava kiertymä

$$u'_y(L_{ap}) = \frac{M_{V,x}L_{ap}}{(E_p A)_1 d_1^2 + (E_p A)_2 d_2^2}. \quad (4.26)$$

Yhdistämällä kaavat (4.19), (4.20), (4.21) ja (4.26) saadaan lauseke

$$\frac{1}{EI_x} \left(\frac{q_{1,y} L_{ap}^4}{24L} - \frac{q_{1,y} L L_{ap}^2}{4} + \frac{q_{1,y} L^2 L_{ap}}{3} \right) - \frac{M_{V,x} L_{ap}}{EI_x} = \frac{M_{V,x} L_{ap}}{(E_p A)_1 d_1^2 + (E_p A)_2 d_2^2}, \quad (4.27)$$

mistä voidaan ratkaista vakaajamomentti

$$M_{V,x} = \frac{q_{1,y} E_p (L_{ap}^3 - 6L^2 L_{ap} + 8L^3) (A_1 d_1^2 + A_2 d_2^2)}{24L ((E_p A)_1 d_1^2 + (E_p A)_2 d_2^2 + EI_x)}. \quad (4.28)$$

Vakaajan alapuolisen osan taipuman lauseke saadaan yhdistämällä kaavat (4.12) ja (4.18) ja sijoittamalla jälkimmäiseen momentin paikalle vakaajamomentti (4.28). Tätä yhdistettyä lauseketta kaksi kertaa derivoimalla ja kaavaa (4.2) käyttämällä saadaan lopulta x -akselin ympäri vaikuttava välillä $z \in [0, L_{ap}]$ pätevä taivutusmo-

mentin lauseke

$$M_x = -\frac{q_{1,y}z^3}{L} + \frac{q_{1,y}Lz}{2} - \frac{q_{1,y}L^2}{3} + \frac{q_{1,y}E_p(L_{ap}^3 - 6L^2L_{ap} + 8L^3)(A_1d_1^2 + A_2d_2^2)}{24L((E_pA)_1d_1^2 + (E_pA)_2d_2^2 + EI_x)}. \quad (4.29)$$

Vastaavalla käsittelyllä saadaan y -akselin ympäri vaikuttavan taivutusmomentin lausekkeeksi

$$M_y = \frac{q_{1,x}z^3}{L} - \frac{q_{1,x}Lz}{2} + \frac{q_{1,x}L^2}{3} - \frac{q_{1,x}E_p(L_{ap}^3 - 6L^2L_{ap} + 8L^3)(A_1d_1^2 + A_2d_2^2)}{24L((E_pA)_1d_1^2 + (E_pA)_2d_2^2 + EI_y)}. \quad (4.30)$$

Edellä esitetty vakaajan mallintaminen on tehty lähteiden [8; 14; 15] pohjalta.

4.2.3 Poikkileikkaussuureet

Selitetään lyhyesti vapaaseen ja estettyyn vääntöön liittyvien vääntöjäykkyyksien I_v ja I_ω laskenta avoimelle profilille. Esitettävien kaavojen tarkemmat johdot löytyvät esimerkiksi lähteistä [30; 31].

Molemmat vääntöjäykkyydet lasketaan eri tavalla avoimelle poikkileikkaukselle ja kotelopoikkileikkaukselle. Seinämissä olevien aukkojen yksinkertaistus jättämällä koko seinänosa huomioon ottamatta on epätarkka. Tästä huolimatta tässä työssä tarkastellaan vain avoprofileja.

Vapaa vääntö

Avoimen profilin vapaaseen vääntöön liittyvä jäykkyys I_v voidaan laskea jakamalla poikkileikkaus kuvan 4.6 mukaisesti suorakaiteen muotoisiin osiin ja summaamalla yhteen näistä kertyvät jäykkyydet. Yksittäisen suorakaiteen muotoisen osan jäykkyydelle on johdettu Saint-Venant'n vapaan väännön teoriaan pohjautuen kaava

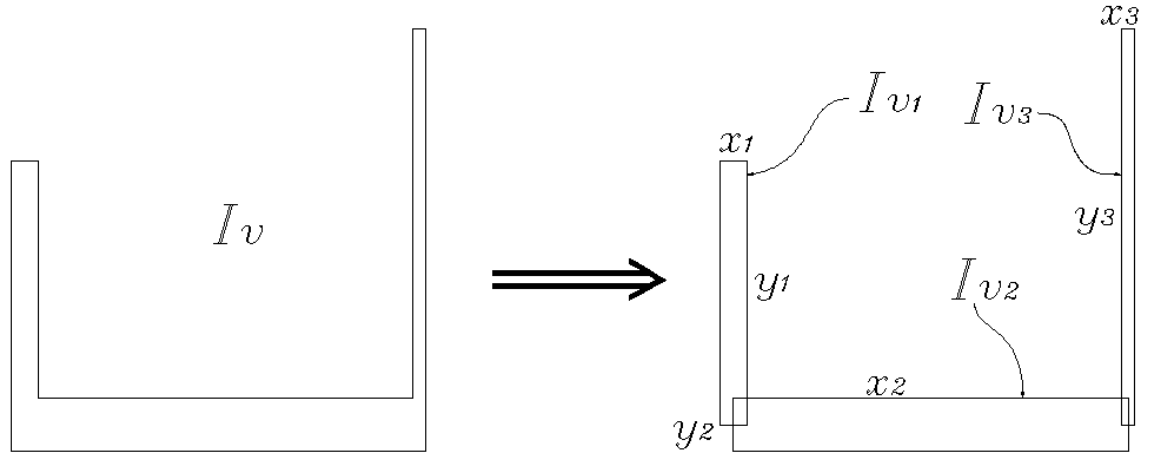
$$I_v = \sum_{i=1}^n I_{v_i} = \sum_{i=1}^n \beta x_i^3 y_i, \quad (4.31)$$

missä x on suorakaiteen paksuus, y pituus ja β suhteesta y/x riippuva kerroin, joka saadaan kaavasta

$$\beta = \frac{1}{3} \left[1 - \frac{192}{\pi} \frac{x}{y} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^5} \tanh \frac{n\pi y}{2x} \right]. \quad [30] \quad (4.32)$$

Todetaan, että suhteen y/x lähestyessä ääretöntä β :n arvo lähestyy arvoa $1/3$, mistä seuraa Bachin kaava

$$I_v = \sum_{i=1}^n \frac{1}{3} x_i^3 y_i. \quad (4.33)$$



Kuva 4.6: Avoprofilin jakaminen suorakaiteen muotoisiin osiin.

Taulukosta 4.1 kuitenkin nähdään, että suhteen y/x ollessa alle 10, Bachin kaavan oletuksesta seuraa liiaksi virhettä. [30]

Taulukko 4.1: Suorakaiteen sivujen suhteesta riippuvan kertoimen β arvoja.

| y/x | 1000 | 100 | 10 | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 |
|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| β | 0,333 | 0,331 | 0,312 | 0,310 | 0,307 | 0,303 | 0,298 | 0,292 | 0,281 | 0,264 |

Estetty vääntö ja sektoriaalinen koordinaatti

Avoimen profiilin estettyyn vääntöön liittyvä jäykkyys I_ω määritellään kaavalla

$$I_\omega = \int_A \omega_{VK}^2 dA, \quad (4.34)$$

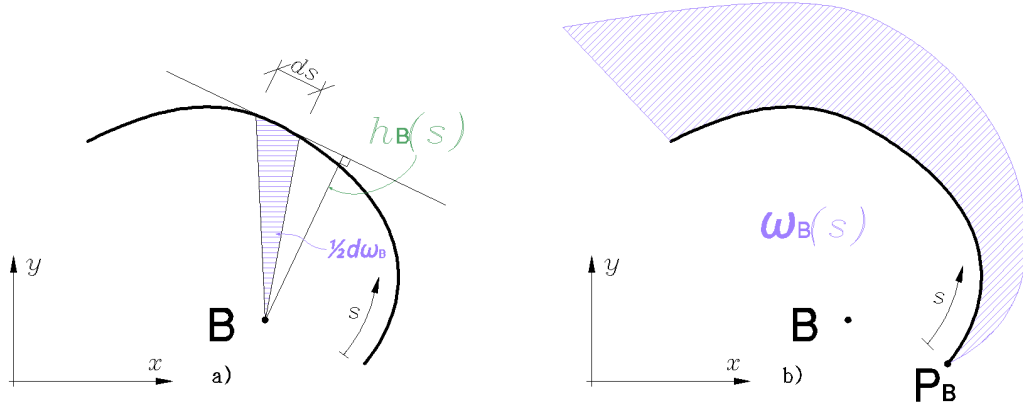
missä A on profiilin pinta-ala ja $\omega_{VK}(s)$ on vääntökeskiön VK suhteen määritetty ja sektoriaalisen staattisen momentin hävittävä sektoriaalinen koordinaatti poikkileikkauksen keskilinjalla kulkevan parametrin s funktiona. [31]

Vääntökeskiön sijainnin laskemisessa käytetään mielivaltaisen apunavan $B(x_B, y_B)$ ja vapaasti valitun integroinnin lähtöpisteen P_B avulla määritettyä sektoriaalista koordinaattia $\omega_B(s)$. Tämä aputuloks saadaan kaavasta

$$\omega_B(s) = \int_{P_B}^{P(s)} h_B(\tau) d\tau. \quad [31] \quad (4.35)$$

Apunavan B ja parametrin s ilmaiseman kohdan välinen poikkileikkaukseen nähden kohtisuora etäisyys h_B on myös parametrin s funktio. Se lausutaan kaavan (4.35) integraalissa apumuuttujan τ avulla, ja integroimalla pisteeseen $P(s)$ asti

saadaan sektoriaalisen koordinaatin arvo kussakin poikkileikkauksen pisteessä. Kuvassa 4.7 on esitetty käytetyt merkinnät ja havainnollistettu tapaa laskea sektoriaalinen koordinaatti. Matkalla ds poikkileikkauksen keskilinjaa pitkin integraaliin (4.35) kertyy määrä $d\omega$, jonka suuruus on sama kuin kuvassa 4.7a) esitetty viivoitettu pyyhkäisyypinta-ala kaksinkertaisena. Kuvan mukaisessa koordinaatistossa kertymä on positiivista kun pyyhkäisyysuunta on myötäpäivään ja negatiivista vastapäivään edetessä. Sektoriaalinen koordinaatti voidaan määrittää vastaavasti minkä tahansa navan suhteen ja lähtien mistä tahansa poikkileikkauksen pisteestä. [31]



Kuva 4.7: Sektoriaalisen koordinaatin määrittäminen.

Vääntökeskiön $VK(x_{VK}, y_{VK})$ sijainti voidaan nyt määrittää kaavoista

$$y_{VK} - y_B = \frac{-I_x \int_A x \omega_B dA + I_{xy} \int_A y \omega_B dA}{I_x I_y - I_{xy}^2} \quad (4.36)$$

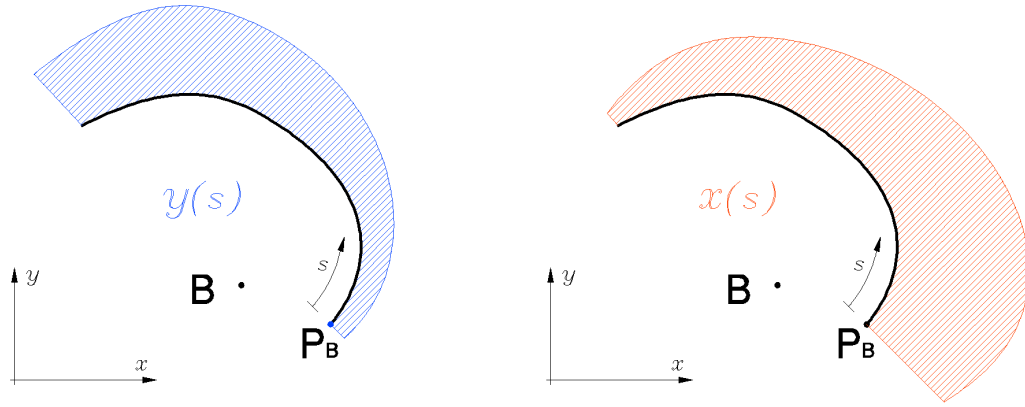
$$x_{VK} - x_B = \frac{-I_{xy} \int_A x \omega_B dA + I_y \int_A y \omega_B dA}{I_x I_y - I_{xy}^2}, \quad (4.37)$$

missä integrandien $x\omega_B$ ja $y\omega_B$ sisältämät parametrin s funktiot $x(s)$ ja $y(s)$ ovat poikkileikkauksen pistettä vastaavat koordinaatit vapaasti valitussa koordinaatistossa. Kuvassa 4.8 havainnollistetut koordinaattijakaumat kerrotaan kuvassa 4.7b) havainnollistetulla $\omega_B(s)$:n jakaumalla. Pinta-ala-alkio dA voidaan esittää koordinaatin differentiaalin ds ja profiilin seinämäpaksuuden $t(s)$ tulona $dA = t(s)ds$. [31]

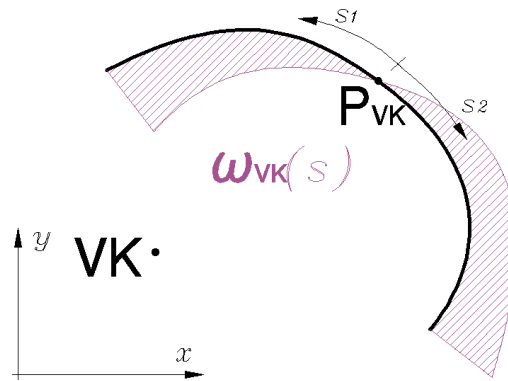
Seuraavaksi lasketaan ω_B :n mukainen sektoriaalinen staattinen momentti kaavalla

$$S_{\omega_B} = \int_A \omega_B dA, \quad (4.38)$$

minkä jälkeen kaavassa (4.34) tarvittavan sektoriaalisen koordinaatin jakauma kai-



Kuva 4.8: x - ja y -koordinaatit poikkileikkauksen keskulinjalla kulkevan parametrin s funktiona.



Kuva 4.9: Sektoriaalisen staattisen momentin häivyttävä sektoriaalinen koordinaatti vääntökeskiön suhteen.

kissa poikkileikkauksen pisteissä voidaan määrittää kaavalla

$$\omega_{VK} = \omega_B - (x_{VK} - x_B)y + (y_{VK} - y_B)x - \frac{S_{\omega_B}}{A}. \quad (4.39)$$

Sama tulos olisi saatu valitsemalla alunperin navan B tilalle kuvassa 4.9 esitetty vääntökeskiö VK ja integroinnin lähtöpisteeksi piste P_{VK} . Tässä tapauksessa integrointi tehtäisiin kahteen suuntaan s_1 ja s_2 , ja staattiseksi momentiksi saataisiin $S_{\omega_{VK}} = 0$, mitä on käytetty teorian tarkemmassa johdossa yksinkertaistuksena hyödyksi. [31]

4.2.4 Vääntö

Vääntösauvan akselin ympäri vaikuttava kokonaisvääntömomentti M_z voidaan jakaa kahteen osaan: vapaaseen vääntöön M_v ja estettyyn vääntöön M_ω , ja nämä voidaan

lausua muodossa

$$M_z(z) = M_v(z) + M_\omega(z) \quad (4.40)$$

$$M_v(z) = GI_v \phi'(z) \quad (4.41)$$

$$M_\omega(z) = B'(z) = -EI_\omega \phi'''(z), \quad (4.42)$$

missä $\phi'(z)$ ja $\phi'''(z)$ ovat sauvan vääntökeskiön ympäri vaikuttavan kiertymän $\phi(z)$ derivaattoja z -koordinaatin suhteen, I_v vapaaseen vääntöön liittyvä vääntöjäykkyys, I_ω estettyyn vääntöön liittyvä vääntöjäykkyys ja $B(z)$ sauvan sisäinen bimomentti-resultantti, joka määritellään

$$B(z) = -EI_\omega \phi''(z). \quad (4.43)$$

Vääntöjäykkyydet I_ω ja I_v ovat alaluvussa 4.2.3 käsitellyt poikkileikkaussuureet. Liukumoduuli G ja kimmomoduuli E ovat materiaalivakioita. [31]

Kiertymälle $\phi(z)$ on johdettu sauvan pituusdifferentiaalinen tasapainoehtoista yhdistetty estetyin ja vapaan väännön differentiaaliyhtälö

$$\frac{d^4 \phi}{dz^4} - k^2 \frac{d^2 \phi}{dz^2} = f(z), \quad (4.44)$$

missä on käytetty merkintöjä

$$k^2 = \frac{GI_v}{EI_\omega} \quad \text{ja} \quad f(z) = \frac{m(z)}{EI_\omega}. \quad (4.45)$$

Kuormatermissä $f(z)$ oleva $m(z)$ on sauvaan vaikuttava ulkoisen kuorman aiheuttama pituusyksikköä kohti jakautunut vääntömomentti. Epähomogeenisen differentiaaliyhtälön (4.44) yleinen ratkaisu on muotoa

$$\phi(z) = C_1 + C_2 z + C_3 \sinh(kz) + C_4 \cosh(kz) + \phi_p(z), \quad (4.46)$$

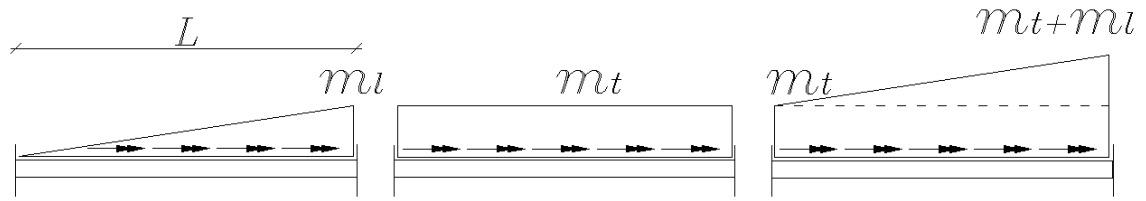
missä kertoimet C_i ovat reunaehdoista määritettäviä integroimisvakioita. [31]

Yksittäisratkaisu $\phi_p(z)$ riippuu sauvan alueella olevasta kuormituksesta ja sille on kuvan 4.10 merkinnöin lineaariselle, tasaiselle ja puolisuunnikkaan muotoiselle kuormalle esitykset

$$\phi_{p,l}(z) = -\frac{m_l}{6LGI_v} z^3 \quad (4.47)$$

$$\phi_{p,t}(z) = -\frac{m_t}{2GI_v} z^2 \quad (4.48)$$

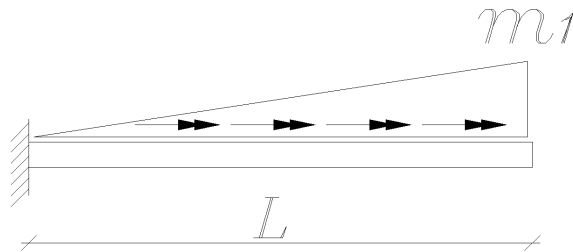
$$\phi_{p,tl}(z) = -\frac{m_l}{6LGI_v} z^3 - \frac{m_t}{2GI_v} z^2. \quad [31] \quad (4.49)$$



Kuva 4.10: Vääntösauvaan vaikuttava kolmion muotoisesti jakautunut momenttikuorma.

Bimomentti ilman vakaajaa

Ratkaistaan kiertymän $\phi(z)$ lauseke kuvan 4.11 kolmiokuormitetulle ulokesauvalle. Yksittäisratkaisu $\phi_p(z)$ lineaariselle kuormalle saadaan kuvan 4.11 mukaiselle lineaariselle tapaukselle kaavasta (4.47), ja tarvittavat neljä reunaehtoa ratkaistaan seuraavasti:



Kuva 4.11: Vakaajattoman vääntösauvan rakennemalli.

1. Vapaassa päässä kaavan (4.40) kokonaisvääntömomentti $M_z(z)$ on nolla, jolloin yhdistämällä lausekkeet (4.40) – (4.42), (4.46) ja (4.47) saadaan

$$GI_v \left(C_2 + C_3 k \cosh kL + C_4 k \sinh(kL) - \frac{m_1 L}{2LGI_v} \right) + EI_\omega \left(C_3 k^3 \cosh(kL) + C_4 k^3 \sinh(kL) - \frac{m_1}{LGI_v} \right) = 0, \quad (4.50)$$

ja sievennettynä merkintä k^2 huomioiden

$$C_2 = \frac{-L^2 GI_v m_1 + 2EI_\omega m_1}{-2LG^2 I_v^2}. \quad [31] \quad (4.51)$$

2. Jäykällä tuella kaavasta (4.46) derivoitu vääntymä $\phi'(0)$ on nolla, mistä seuraa

$$C_2 + kC_3 = 0 \quad (4.52)$$

ja tästä ratkaistaan integroimisvakio

$$C_3 = \frac{-L^2GI_v m_1 + 2EI_\omega m_1}{2kLG^2I_v^2}. \quad [31] \quad (4.53)$$

3. Vapaassa päässä kaavan (4.43) bimomentti $B(L)$ on nolla, mistä seuraa kolmas reunaehto

$$-EI_\omega \left(C_3 k^2 \sinh(kL) + C_4 k^2 \cosh(kL) - \frac{m_1}{GI_v} \right) = 0. \quad (4.54)$$

Yhdistämällä tämä ja yhtälö (4.53) ratkaistaan integroimisvakio

$$C_4 = -\frac{-k \sinh(kL)L^2GI_v m_1 + 2k \sinh(kL)EI_\omega m_1 - 2LGI_v m_1}{2k^2L \cosh(kL)G^2I_v^2}. \quad [31] \quad (4.55)$$

4. Jäykällä tuella myös kaavassa (4.46) esitetty kiertymä $\phi(0)$ on nolla, mistä saadaan

$$C_1 + C_4 = 0, \quad (4.56)$$

josta määritetään viimeinen integroimisvakio

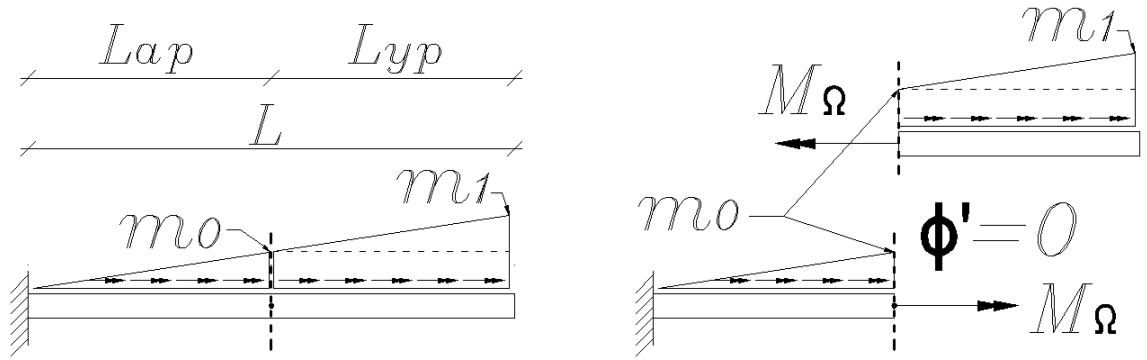
$$C_1 = \frac{-k \sinh(kL)L^2GI_v m_1 + 2k \sinh(kL)EI_\omega m_1 - 2LGI_v m_1}{2k^2L \cosh(kL)G^2I_v^2}. \quad [31] \quad (4.57)$$

Kiertymän $\phi(z)$ lauseketta (4.46) kaksi kertaa derivoimalla voidaan määrittää bimomentin lauseke kaavan (4.43) mukaan, jolloin saadaan

$$\begin{aligned} B(z) = & -EI_\omega \left[\frac{(-L^2GI_v + 2EI_\omega)k \sinh(kz)m_1}{2LG^2I_v^2} - \frac{m_1 z}{LGI_v} + \right. \\ & \left. + \frac{((-L^2GI_v + 2kEI_\omega)k \sinh(kL) - 2LGI_v) \cosh(kz)m_1}{2 \cosh(kL)LG^2I_v^2} \right]. \end{aligned} \quad (4.58)$$

Bimomentti vakaajan kanssa

Vakaajan oletetaan estävän sauvan poikkileikkauksen vääntymä, koska vakaajapalkit ovat jäykästi kiinnitettyjä koko ytimen ympäri kiertäviin erittäin jäykkiin palkkeihin jolloin sauvan poikkipinnalla ei pääse tapahtumaan lainkaan deplanaatiota. Bimomentin lauseke vääntösauvalle, jonka keskialueella on vääntymän estävä tuki, tehdään ratkaisemalla ensin yläpuolisen puolisuunnikaskuormitetun sauvan vakaajan läpi välittämä estetty vääntö, ja asettamalla tämä reunaehdoksi alapuoliselle jäykästi maahan tuetulle sauvalle. Tilannetta on havainnollistettu kuvassa 4.12.



Kuva 4.12: Vakaajalla tuetun vääntösauvan rakennemalli.

Huomataan, että estetyn väännön välittäminen ei edellytä vakaajan kohdalla tapahtuvan kiertymän ratkaisemista. Esitettävästä tuloksesta tulee huomioida, että sen todetaan pätevän ainoastaan alapuolisessa osassa vaikuttavan bimomentin lausekkeen osalta.

Ratkaistaan ensin yläpuolisen sauvan estetty vääntö seuraavasti:

1. Vastaavasti kuin aiemmin vapaassa päässä kokonaisvääntömomentti $M_z(L_{yp})$ on nolla, jolloin yhdistämällä jälleen lausekkeet (4.40) – (4.42), (4.46) ja (4.49) saadaan

$$GI_v \left(C_2 + C_3 k \cosh kL_{yp} + C_4 k \sinh(kL_{yp}) - \frac{m_0 L_{yp}}{GI_v} - \frac{m_1 L_{yp}}{2L_{yp} GI_v} \right) + \\ - EI_\omega \left(C_3 k^3 \cosh(kL_{yp}) + C_4 k^3 \sinh(kL_{yp}) - \frac{m_1}{L_{yp} GI_v} \right) = 0 \quad (4.59)$$

ja sievennettynä merkintä k^2 huomioiden

$$C_2 = \frac{-2L_{yp}^2 GI_v m_0 - L_{yp}^2 GI_v m_1 + 2EI_\omega m_1}{-2L_{yp} G^2 I_v^2}. \quad (4.60)$$

2. Vakaajan kohdalla vääntymä $\phi'(0)$ on nolla, joten jälleen kaavaa (4.46) derivoimalla saadaan

$$C_2 + kC_3 = 0, \quad (4.61)$$

ja tästä ratkaistaan integroimisvakio

$$C_3 = \frac{-2L_{yp}^2 GI_v m_0 - L_{yp}^2 GI_v m_1 + 2EI_\omega m_1}{2kL_{yp} G^2 I_v^2}. \quad (4.62)$$

3. Vapaassa päässä kaavan (4.43) bimomentti $B(L_{yp})$ on nolla, mistä seuraa kol-

mas reunaehto

$$-EI_\omega \left(C_3 k^2 \sinh(kL_{yp}) + C_4 k^2 \cosh(kL_{yp}) - \frac{m_0}{GI_v} - \frac{m_1}{GI_v} \right) = 0. \quad (4.63)$$

Yhdistämällä tämä ja yhtälö (4.62) ratkaistaan integroimisvakio

$$C_4 = \frac{(-2k \sinh(kL_{yp})L_{yp}^2 - 2L_{yp} - 2L_{yp})GI_v m_0 + (-k \sinh(kL_{yp})L_{yp}^2 GI_v + 2k \sinh(kL_{yp})EI_\omega - 2L_{yp}GI_v)m_1}{-2k^2 L_{yp} \cosh(kL_{yp})G^2 I_v^2}. \quad (4.64)$$

4. Vakaajan kohdalla kiertymä on tuntematon, mistä seuraa viimeinen reunaehto

$$\phi(0) = \Phi_0, \quad (4.65)$$

josta seuraa

$$C_1 + C_4 = \Phi_0. \quad (4.66)$$

Tästä määritetään viimeinen integroimisvakio

$$C_1 = \Phi_0 + \frac{(-2k \sinh(kL_{yp})L_{yp}^2 - 2L_{yp} - 2L_{yp})GI_v m_0 + (-k \sinh(kL_{yp})L_{yp}^2 GI_v + 2k \sinh(kL_{yp})EI_\omega - 2L_{yp}GI_v)m_1}{2k^2 L_{yp} \cosh(kL_{yp})G^2 I_v^2}. \quad (4.67)$$

Nyt voidaan määrittää estetyn väännön suuruus vakaajan kohdalla kaavan (4.42) perusteella, jolloin saadaan edelliset integroimisvakiot kiertymän $\phi(z)$ lausekkeessa huomioiden

$$M_{\omega,yp}(0) = M_\Omega = -EI_\omega \left(\frac{(-2L_{yp}^2 GI_v m_0 - L_{yp}^2 GI_v m_1 + 2EI_\omega m_1)k^2}{L_{yp} G^2 I_v^2} - \frac{m_1}{L_{yp} GI_v} \right). \quad (4.68)$$

Nyt voidaan määrittää alapuolisen osan bimomentin lauseke seuraavasti:

1. Vakaajan kohdalla kokonaisvääntömomentti on edellä määritetyn kaavan (4.68) mukainen

$$\begin{aligned} M_z &= M_v(L_{ap}) + M_\omega(L_{ap}) \\ &= GI_v \phi'(L_{ap}) - EI_\omega \phi'''(L_{ap}) = M_\Omega. \end{aligned} \quad (4.69)$$

Yhdistämällä lausekkeet (4.46), (4.47) ja (4.69) saadaan

$$GI_v \left(C_2 + C_3 k \cosh kL_{ap} + C_4 k \sinh(kL_{ap}) - \frac{m_0 L_{ap}}{2GI_v} \right) + \\ -EI_\omega \left(C_3 k^3 \cosh(kL_{ap}) + C_4 k^3 \sinh(kL_{ap}) - \frac{m_0}{L_{ap}GI_v} \right) = M_\Omega \quad (4.70)$$

ja sievennettynä merkintä k^2 huomioiden

$$C_2 = \frac{-L_{ap}^2 GI_v m_0 + 2EI_\omega m_0 - 2M_\Omega L_{ap} GI_v}{-2L_{ap} G^2 I_v^2}. \quad (4.71)$$

2. Jäykällä tuella vääntymä häviää kuten edellä, mistä saadaan

$$C_2 + kC_3 = 0, \quad (4.72)$$

ja tästä ratkaistaan integroimisvakio

$$C_3 = \frac{-L_{yp}^2 GI_v m_0 + 2EI_\omega m_0 - 2M_\Omega L_{ap} GI_v}{2kL_{yp} G^2 I_v^2}. \quad (4.73)$$

3. Alapuolinenkin vääntymä $\phi'(L_{ap})$ on vakaaajan kohdalla nolla, joten saadaan edellisten tapaan

$$C_2 + C_3 k \cosh(kL_{ap}) + C_4 k \sinh(kL_{ap}) - \frac{m_0 L_{ap}}{2GI_v} = 0. \quad (4.74)$$

Yhdistämällä tämä ja yhtälö (4.73) ratkaistaan integroimisvakio

$$C_4 = \frac{(-2 \cosh(kL_{ap})L_{ap} + 2L_{ap})GI_v M_\Omega + \\ + (-\cosh(kL_{ap})L_{ap}^2 GI_v + 2 \cosh(kL_{ap})EI_\omega)m_0 - 2EI_\omega m_0}{-2kL_{ap} \sinh(kL_{ap})G^2 I_v^2}. \quad (4.75)$$

4. Jäykällä tuella kiertymä on nolla, mistä seuraa neljäs ja viimeinen tarvittava reunaehto

$$\phi(0) = 0 \quad (4.76)$$

eli

$$C_1 + C_4 = 0. \quad (4.77)$$

josta määritetään viimeinen integroimisvakio

$$C_1 = \frac{(-2 \cosh(kL_{ap})L_{ap} + 2L_{ap})GI_v M_\Omega + \\ + (-\cosh(kL_{ap})L_{ap}^2 GI_v + 2 \cosh(kL_{ap})EI_\omega)m_0 - 2EI_\omega m_0}{2kL_{ap} \sinh(kL_{ap})G^2 I_v^2}. \quad (4.78)$$

Koska vakaaaja tullaan sijoittamaan rakennuksen korkeuden puoliväliin, voidaan hyödyntää yksinkertaistuksia

$$L_{yp} = L_{ap} = \frac{L}{2} \quad \text{ja} \quad m_0 = \frac{m_1}{2}. \quad (4.79)$$

Nyt alapuolisen osan bimomentin lauseke voidaan määrittää edellisten perusteella. Lausekkeeksi saadaan lopulta

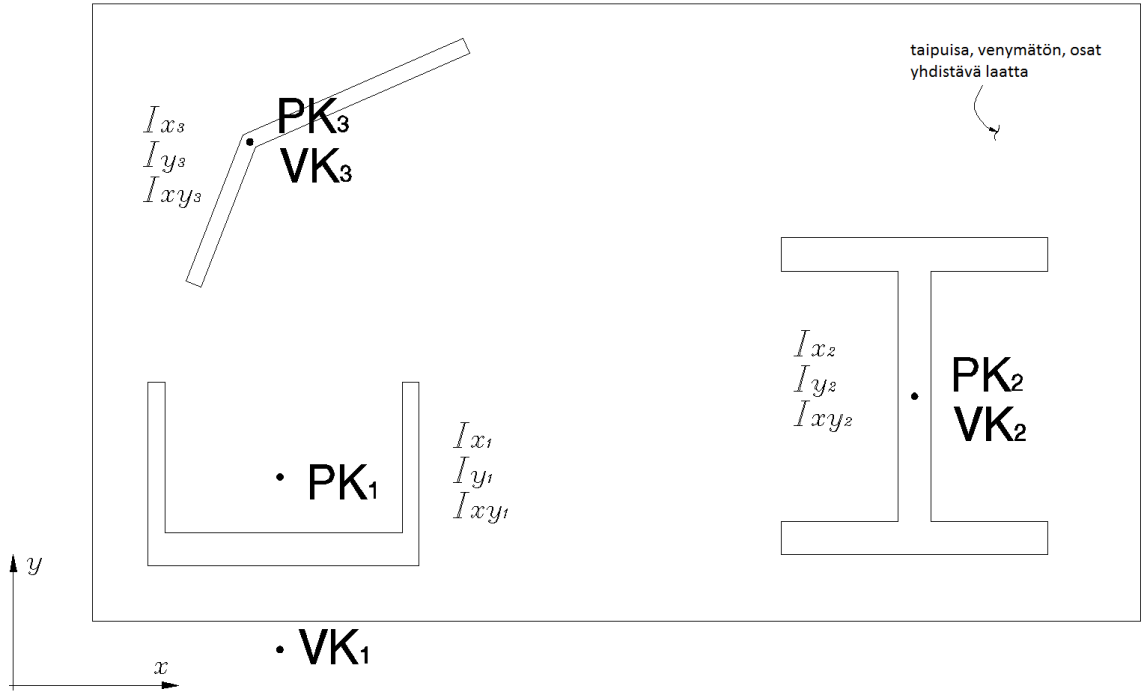
$$B(z) = -EI_\omega \left[\frac{(-\frac{5}{8}L^2k^2 + 1)m_1}{LGI_v k} \sinh(kz) + \right. \\ \left. - \frac{\cosh(kz)k}{\sinh(\frac{kL}{2})LG^2I_v^2} \left[EI_\omega m_1 \left(1 - \frac{L^2k^2}{2} \right) \left(\cosh\left(\frac{kL}{2}\right) - 1 \right) + \right. \right. \\ \left. \left. - \frac{1}{8}L^2GI_v \cosh\left(\frac{kL}{2}\right) m_1 \right] - \frac{m_1 z}{LGI_v} \right] \quad (4.80)$$

4.2.5 Normaalijännityksen lauseke

Esitetään yleiset kaavat yhdestä tai useammasta irrallisesta ohutseinämäisestä poikkileikkauksesta koostuvan sauvan normaalijännityksen laskemiseksi. Jos poikkileikkauksessa on useampi irrallinen osa, oletetaan niiden olevan säännöllisin välein toisiinsa sidottuja taipuisilla mutta venymättömillä vaakasuuntaisilla tasoilla. Sidonnan vaikutuksesta poikkileikkauksen muoto säilyy kolmessa siirtymävapausasteessa, jotka ovat tason siirtymät u_x ja u_y sekä tason kiertymä φ . [32]

Sauvan osien painopisteiden pystysiirtymät oletetaan nolliksi. Näihin oletuksiin perustuen on lähteessä [32] johdettu kaavat osasauvoista koostuvan yhdistetyn poikkileikkauksen vääntökeskiön sijainnille, estetyn väännön jäykkyydelle \bar{I}_ω sekä yksittäisen osan taivutus- ja bimomenteille vaakasuuntaisten ulkoisten kuormitusten aiheuttamien koko poikkileikkaukseen vaikuttavien sisäisten taivutus- ja bimomenttiresultanttien funktiona. [32]

Näiden yksittäisille osille jaettujen resultanttien avulla voidaan laskea lähteessä [31] johdetuilla kaavoilla yksittäisten osien normaalijännitys jakaumat poikkileikkauksen pisteen koordinaattien funktiona. Seuraavassa esityksessä merkitään viivalla koko poikkileikkaukseen liittyviä suureita ja alaindeksillä i yksittäiseen muista irralliseen osaan, joita on yhteensä n kappaletta. Esimerkiksi vääntökeskiön VK koordinaatit ovat siis koko poikkileikkaukselle $(\bar{x}_{VK}, \bar{y}_{VK})$ ja yksittäiselle osalle (x_{VK_i}, y_{VK_i}) . Jakautunut vääntökuorma saadaan kertomalla sauvaan kohdistuvien vaakakuormien resultantit etäisyyksillä tähän vääntökeskiöön. Pintakeskiötä puolestaan merkitään PK. Kuvassa 4.13 on havainnollistettu tutkittavaa useasta osasta koostuvan poikkileikkauksen tilannetta.



Kuva 4.13: Useammasta osasauvasta koostuva yhdistetty poikkileikkaus.

Yhdistetyn poikkileikkauksen vääntökeskiön sijainti ratkaistaan yhtälöstä

$$\begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n I_{x_i} & -\sum_{i=1}^n I_{xy_i} \\ -\sum_{i=1}^n I_{xy_i} & \sum_{i=1}^n I_{y_i} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{x}_{VK} \\ \bar{y}_{VK} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n x_{VK_i} I_{x_i} - \sum_{i=1}^n y_{VK_i} I_{xy_i} \\ -\sum_{i=1}^n x_{VK_i} I_{xy_i} + \sum_{i=1}^n y_{VK_i} I_{y_i} \end{bmatrix}, \quad (4.81)$$

missä pintojen toiset momentit I_y , I_x ja I_{xy} tulevat kaavoista (4.3) erikseen jokaiselle osasauvalle i . Nämä pintasuureet lasketaan yksittäisen profiilin pintakeskiön PK_i suhteen, ja sen sijainti saadaan toteuttamalla pinnan ensimmäisten momenttien S_y ja S_x ehdot

$$S_y = \int_A x dA = 0 \quad S_x = \int_A y dA = 0. \quad (4.82)$$

Yksittäisen osasauvan taivutus- ja bimomenttiresultantit koko rakennukseen kohdistuvien ulkoisten kuormien aiheuttamien sisäisten voimaresultanttien \bar{M}_x , \bar{M}_y ja \bar{B} funktiona ovat

$$M_{x_i} = \frac{(\sum I_{xy_i})I_{x_i} - (\sum I_{x_i})I_{xy_i}}{D} \bar{M}_y + \frac{(\sum I_{y_i})I_{x_i} - (\sum I_{xy_i})I_{xy_i}}{D} \bar{M}_x + \frac{I_{x_i}(x_{VK_i} - \bar{x}_{VK}) - I_{xy_i}(y_{VK_i} - \bar{y}_{VK})}{\bar{I}_\omega} \bar{B} \quad (4.83)$$

$$M_{y_i} = \frac{(\sum I_{x_i})I_{y_i} - (\sum I_{xy_i})I_{xy_i}}{D} \bar{M}_y + \frac{(\sum I_{xy_i})I_{y_i} - (\sum I_{y_i})I_{xy_i}}{D} \bar{M}_x + \frac{I_{y_i}(y_{\text{VK}_i} - \bar{y}_{\text{VK}}) - I_{xy_i}(x_{\text{VK}_i} - \bar{x}_{\text{VK}})}{\bar{I}_\omega} \bar{B} \quad (4.84)$$

$$B_i = \frac{I_{\omega_i}}{\bar{I}_\omega} \bar{B}, \quad (4.85)$$

missä summaukset tehdään indeksin $i = 1 \dots n$ yli ja on käytetty merkintöjä

$$D = \left(\sum_{i=1}^n I_{x_i} \right) \left(\sum_{i=1}^n I_{y_i} \right) - \left(\sum_{i=1}^n I_{xy_i} \right)^2 \quad (4.86)$$

$$\begin{aligned} \bar{I}_\omega = & \sum_{i=1}^n (x_{\text{VK}_i} - \bar{x}_{\text{VK}})^2 I_{x_i} + \sum_{i=1}^n (y_{\text{VK}_i} - \bar{y}_{\text{VK}})^2 I_{y_i} + \\ & -2 \sum_{i=1}^n (x_{\text{VK}_i} - \bar{x}_{\text{VK}})(y_{\text{VK}_i} - \bar{y}_{\text{VK}}) I_{xy_i} + \sum_{i=1}^n I_{\omega_i}. \quad [32] \end{aligned} \quad (4.87)$$

Yksittäisen sauvan normaalivoiman, taivutusmomenttien ja bimomentin lausekkeet voidaan ilmaista taipumien ja kiertymien avulla seuraavasti:

$$N = E \left(A \frac{dw_0}{dz} - S_y \frac{d^2 u}{dz^2} - S_x \frac{d^2 v}{dz^2} - S_\omega \frac{d^2 \phi}{dz^2} \right) \quad (4.88)$$

$$M_y = E \left(-S_y \frac{dw_0}{dz} + I_y \frac{d^2 u}{dz^2} + I_{xy} \frac{d^2 v}{dz^2} + I_{y\omega} \frac{d^2 \phi}{dz^2} \right) \quad (4.89)$$

$$M_x = E \left(S_x \frac{dw_0}{dz} - I_{xy} \frac{d^2 u}{dz^2} - I_x \frac{d^2 v}{dz^2} - I_{x\omega} \frac{d^2 \phi}{dz^2} \right) \quad (4.90)$$

$$B = E \left(S_\omega \frac{dw_0}{dz} - I_{y\omega} \frac{d^2 u}{dz^2} - I_{x\omega} \frac{d^2 v}{dz^2} - I_\omega \frac{d^2 \phi}{dz^2} \right). \quad (4.91)$$

Painopistekoordinaatistossa jäykkyystermit S_x ja S_y häviävät kaavan (4.82) mukaisesti, ja samalla tästä seuraa että myös termit

$$S_\omega = 0 \quad I_{x\omega} = \int_A x \omega_{\text{VK}} dA = 0 \quad I_{y\omega} = \int_A y \omega_{\text{VK}} dA = 0 \quad (4.92)$$

häviävät, kun ω_{VK} on poikkileikkauksen vääntökeskiön suhteen määritetty sektoriaalinen koordinaatti. Olettamalla, että 1) poikkileikkaus ei muuta muotoaan ja että 2) liukuma sauvan seinämän keskipinnalla jätetään huomiotta, voidaan sauvassa vaikuttava normaalijännitys lausua muodossa

$$\sigma_z(x, y, z, \omega_{\text{VK}}) = E \left(\frac{dw_0(z)}{dz} - \frac{d^2 u(z)}{dz^2} x - \frac{d^2 v(z)}{dz^2} y - \frac{d^2 \phi(z)}{dz^2} \omega_{\text{VK}} \right) \quad (4.93)$$

Ratkaisemalla yhtälöistä (4.89) ja (4.90) taipumien u ja v toiset derivaatat, huomioimalla kaavat (4.92) ja lopulta sijoittamalla kaavaan (4.93), voidaan yksittäisen osan i normaalijännityksen lauseke esittää siihen vaikuttavien ulkoisten voimaresultanttien (4.83), (4.84) ja (4.85) avulla muodossa

$$\begin{aligned} \sigma_{z_i}(x, y, z, \omega_{\text{VK}}) = & \frac{N_i(z)}{A_i} + \frac{I_{y_i} M_{x_i}(z) + I_{xy_i} M_{y_i}(z)}{I_{x_i} I_{y_i} - I_{xy_i}^2} y + \\ & - \frac{I_{x_i} M_{y_i}(z) + I_{xy_i} M_{x_i}(z)}{I_{x_i} I_{y_i} - I_{xy_i}^2} x + \frac{B_i(z)}{I_{\omega_i}} \omega_{\text{VK}_i}, \end{aligned} \quad (4.94)$$

Parametrit x , y ja z ovat osan i pintakeskiön PK_i suhteen määritetyt sauvan poikileikkauksen keskilinjalla sijaitsevat koordinaatit, ja ω_{VK} on osan i vääntökeskiön VK_i suhteen määritetty sektoriaalisen staattisen momentin hävittävä sektoriaalinen koordinaatti. Pystykuormista osalle kertyvä normaalivoima $N_i(z)$ voitaisiin jakaa esimerkiksi tasaisesti pinta-alalle A_i . Tämän lausekkeen tulisi antaa numeerista laskentaa vastaavia arvoja sauvassa vaikuttavalle normaalijännitykselle.

5. LASKENTA

Koordinaatiston origo asetetaan kaikissa laskentatapauksissa sauvan alapäähän poikkileikkauksen vasempaan alanurkkaan z -akseli ylöspäin positiivisena kuvan 4.13 mukaisesti. Sekä elementtimenetelmä- että varmennuslaskennassa suureiden etumerkit noudattavat samoja kuvassa 4.3 esitettyjä merkkisääntöjä. Laskettavan normaali-jännityksen arvo on vedossa positiivinen ja puristuksessa negatiivinen.

Teorialuvussa esitetyissä laskentamenetelmissä on tiettyjä selkeitä eroja, jotka todetaan ennen suoritettujen laskujen esittelyä. Laskentaa varten valitaan kuormalle sopiva suuruus. Erikseen on laskettava tarvittaviin poikkileikkauksiin liittyvät suureet, ja näiden lisäksi esitetään tarvittavat sektoriaaliset koordinaattikuviot.

5.1 Elementtimenetelmän ja varmennuksen teorioiden eroista

Eulerin-Bernoullin taivutus ei huomioi Mindlinin-Reissnerin paksun laatan teorian tavoin leikkausmuodonmuutosta. Tästä erosta ytimien käyttäytymisessä voi teoriassa aiheutua virhettä, jota voitaisiin pyrkiä korjaamaan joko käyttämällä FEM-laskennassa Mindlin-Reissnerin sijaan Kirchhoffin-Loven laattateoriaa eli ohuen laatan teoriaa tai analyyttisissä taivutuksen laskuissa Euler-Bernoullin sijaan leikkausmuodonmuutosta huomioivaa Timoshenkon palkkiteoriaa. Todellisuudessa eron uskotaan jäävän pieneksi, koska tutkittava sauva on hoikka ja ydintornin seinämät ohuita. Toisaalta ytimen poikkileikkaus säilyy varmennuslaskuissa aina, kun elementtimenetelmällä laskettaessa sen muoto saattaa juuri edellä mainitusta johtuen vääristyä. Perustelu paksun laatan teorian valinnalle on verrata juuri tällä elementtityypillä saatavia tuloksia, koska se on yleisimmin käytetty ja oletettavasti lähimpänä todellisen rakenteen käyttäytymistä. Timoshenkon taivutuksen leikkausmuodonmuutososuudessa tarvittava sauvan poikkileikkauksen muodon korjauskertoimen määrittäminen puolestaan rajataan tästä työstä. [33]

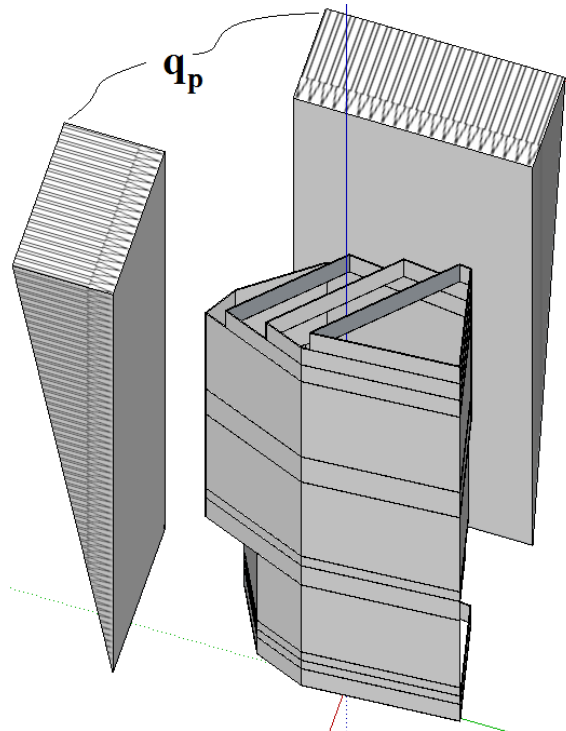
Välitasojen kiinnityksen toiminta todellisessa rakenteessa voi vaihdella liitosdetaljiikan mukaisesti ja tällä voi olla vaikutusta etenkin analyyttisen laskentateorian kelppoisuuteen. Välitasoista saadaan FEM-mallissa analyyttisen teorian oletuksia vastaava mallintamalla laatta ohuena ja taipuisana mutta omassa tasossaan jäykkänä, jolloin useista osista yhdistetty ulokepalkki pääsee taipumaan ja vääntymään poikkileikkausmuotonsa säilyttäen. Todellisen rakenteen käyttäytyminen ei välttämättä vastaa tätä oletusta, mutta tämän tarkastelu rajataan tästä työstä.

Varmennuslaskuissa tehty bimomenttiin liittyvä oletus vakaajan estämästä vääntymästä vakaajan kohdalla ei välttämättä toteudu täysin FEM-mallissa. Vaikka ydintä kiertäisi jäykät palkit, voi sen sisällä edelleen tapahtua muodon vääristymistä. Todellisuudenkaan kannalta ei liene realistista, että ytimen sisälle tulisi vääntöä varten lisää rakenteita.

Elementtimenetelmällä laskettaessa kuormat keskittyvät epäjatkuvuuskohtiin kuten poikkileikkauksen nurkkiin ja seinämien päätepisteisiin. Varmennuslaskut kykenevät vain koordinaattien funktiona lineaarisesti muuttuviin jännitysjakauksiin. Tämä tulee aiheuttamaan tarkastelupisteissä selkeitä vääristymiä, joita tullaan paikkaamaan FEM-laskentaohjelman tarjoamalla linearisointiominaisuudella.

5.2 Kuorman valinta

Mallinnetaan tuulikuormaa karkeasti yksinkertaistaen kolmion muotoisesti jakautuneella kuvan 5.1 mukaisilla pintakuormilla, joiden huippuarvoa arvioidaan eurokoodin puuskanopeuspaineen määrittystavan avulla. Eurokoodissa esitetyissä tuulikuormissa on jo huomioituna dynaaminen vahvistusvaikutus, mutta tästä ja kaikesta muusta huolimatta on kuorman arvo hyvin karkea eikä se kerro todellisuudesta juuri mitään. Tuulen nopeuden perusarvona käytetään standardin SFS-EN 1991-1-4 suo-



Kuva 5.1: Rakennuksen havainnollistettu muoto ja siihen kohdistuvat tuulikuormat.

men kansallisen liitteen antamaa arvoa $v_b = 21 \frac{m}{s}$, jolloin nopeuspaineen perusarvo

lasketaan kaavalla

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2, \quad (5.1)$$

missä tiheys $\rho = 1,25 \frac{kg}{m^3}$. Puuskanopeuspaine saadaan käyttämällä standardin SFS-EN 1991-1-4 kuvan 4.2 mukaista korkeudelta 160 m arvioitua maastoluokan *III* altistuserrointa $c_e = 3,9$ kaavalla

$$q_p = c_e q_b = 1075 Pa, \quad (5.2)$$

joka pyöristetään selkeyden vuoksi kolmiojakautuneen kuorman huippuarvoksi

$$q_{1,x} = q_{1,y} = 1 kPa. \quad (5.3)$$

Käytetty standardin kuva jatkuu vain sataan metriin joten myös kertoimen c_e arvo on silmämääräisesti arvioituna hyvin karkea. [34]

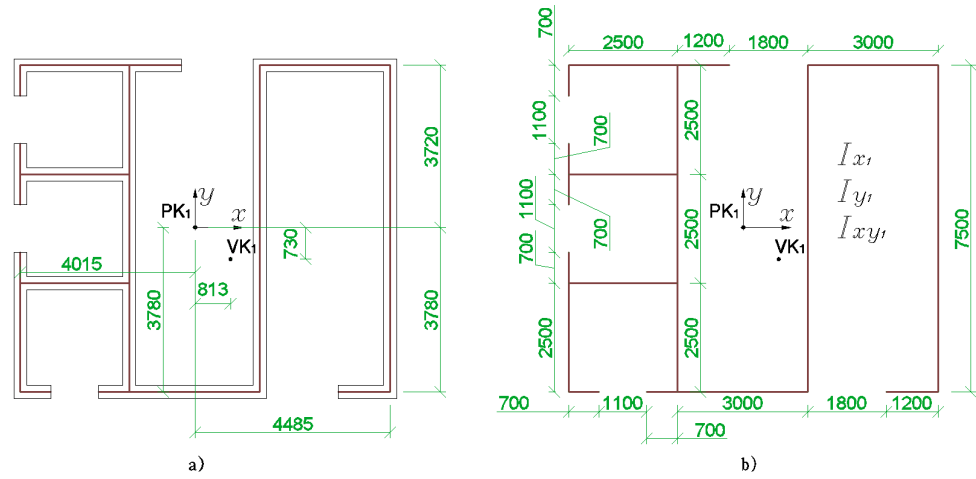
Kuormat jaetaan FEM-malleissa kerrostasojille viivakuormiksi siten, että ne vastaavat suuruudeltaan kolmionmuotoista, huippuarvoltaan $1 kPa$ pintakuormaa. Koska kerroksia on 40 ja kerrokorkeus on 4 m , jakautuu ylimmälle tasolle $2 \frac{kN}{m}$ (ylimmän tason yläpuolelta ei tule kuormaa), toiseksi ylimmälle $(1 - \frac{1}{40}) \cdot 4 = 3,9 (\frac{kN}{m})$, kolmanneksi ylimmälle $3,8 \frac{kN}{m}$ ja niin edelleen.

Todellisuudessa rakennuksen muoto ja ympäröivät rakennukset tekevät tuulikuorman mallintamisesta huomattavasti monimutkaisempaa. Tässä kuitenkin tarkastellaan vain vaakakuormien jakautumista jäykistäville rakenneosille, joten on parempi valita mahdollisimman selkeä kuormitustapa. Vertailuja on helpompi tehdä käyttäen yksinkertaista ja helposti skaalattavaa kuormaa, eivätkä tällöin kuormitukseen liittyvät yksityiskohdat pääse häiritsemään muiden kuormien jakautumiseen vaikuttavien asioiden havaitsemista. Kuorman standardia mukaileva valinta onkin lähinnä muodollisuus.

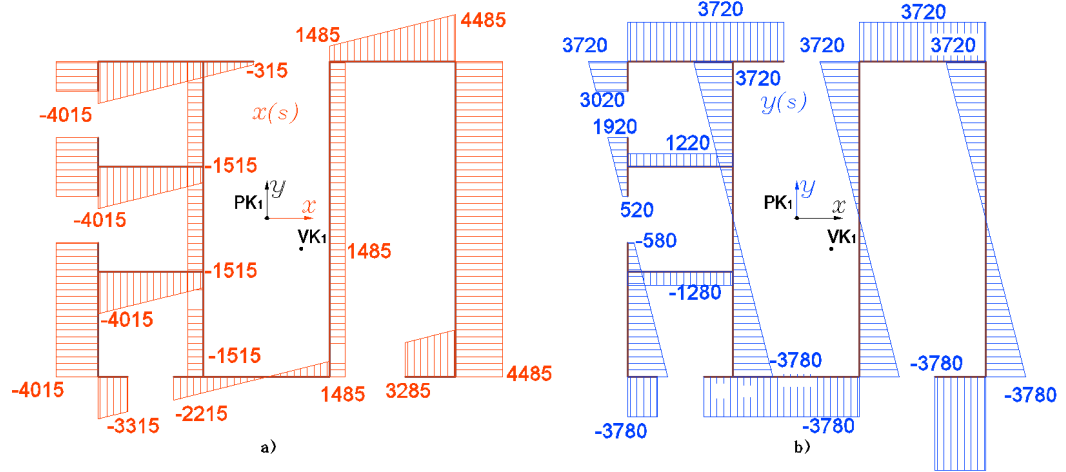
5.3 Poikkileikkaussuureet

Määritetään tarvittavat poikkileikkausvakiot ja koordinaattijakaumat. Molemmat poikkileikkaukset ovat vakioseinämäpaksuudeltaan 300 mm , ja niitä käsitellään yksinkertaistetusti seinämän keskilinjojen avulla. Muut mitat ja sekä pinta- että vääntökeskiöt näkyvät kuvissa 5.2 ja 5.5, koordinaatit poikkileikkauksen pintakeskiöiden suhteen on esitetty kuvissa 5.3 ja 5.6, ja poikkileikkausten sektoriaaliset koordinaatit näkyvät kuvissa 5.4 ja 5.7.

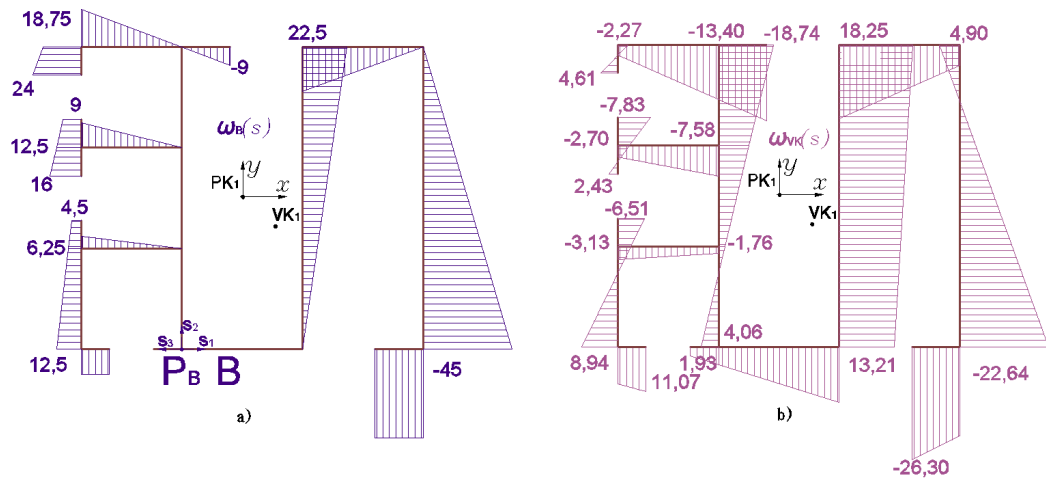
Kummastakin poikkileikkauksesta on määritetty taivutukseen ja vääntöön liittyvät pintasuureet alaluvun 4.2.3 mukaisesti, ja tulokset on kerätty taulukkoon 5.1.



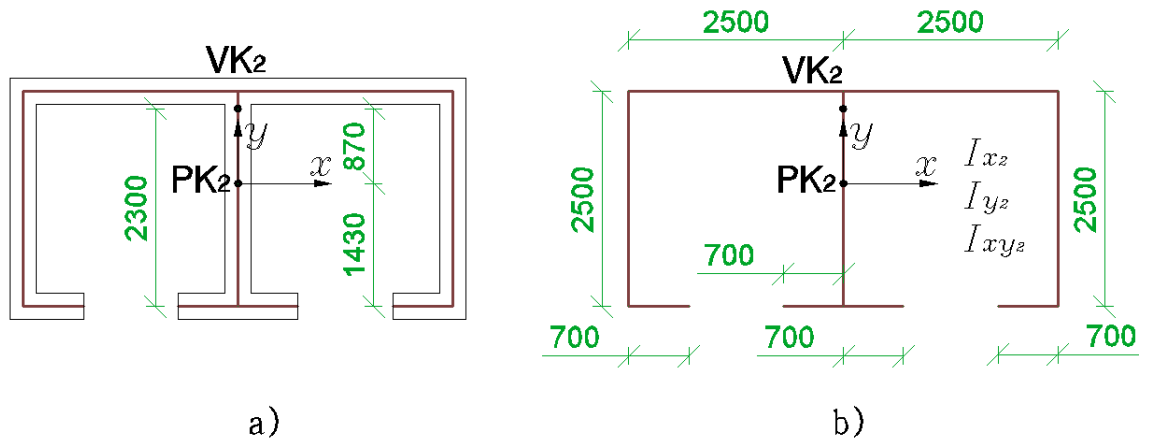
Kuva 5.2: Poikkileikkauksen 1 mitat ja pinta- ja leikkauskeskiöt.



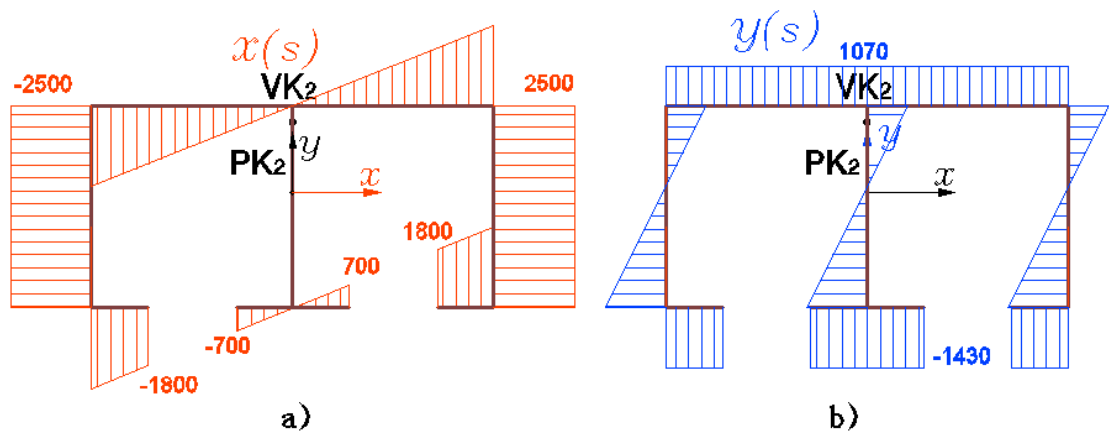
Kuva 5.3: Poikkileikkauksen 1 koordinaattikuviot.



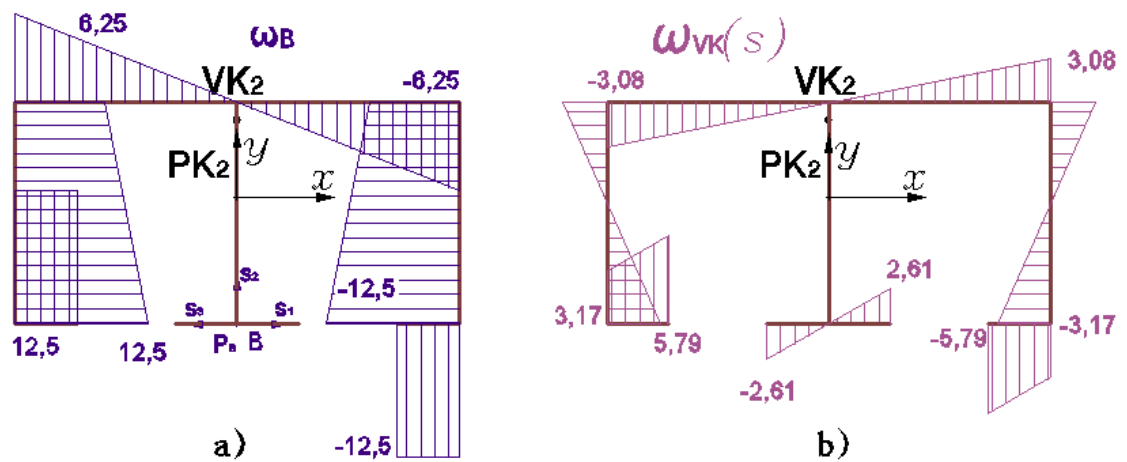
Kuva 5.4: Poikkileikkauksen 1 sektoriaaliset koordinaatit.



Kuva 5.5: Poikkileikkauksen 2 mitat ja pinta- ja leikkauskeskiöt.



Kuva 5.6: Poikkileikkauksen 2 koordinaattikuviot.



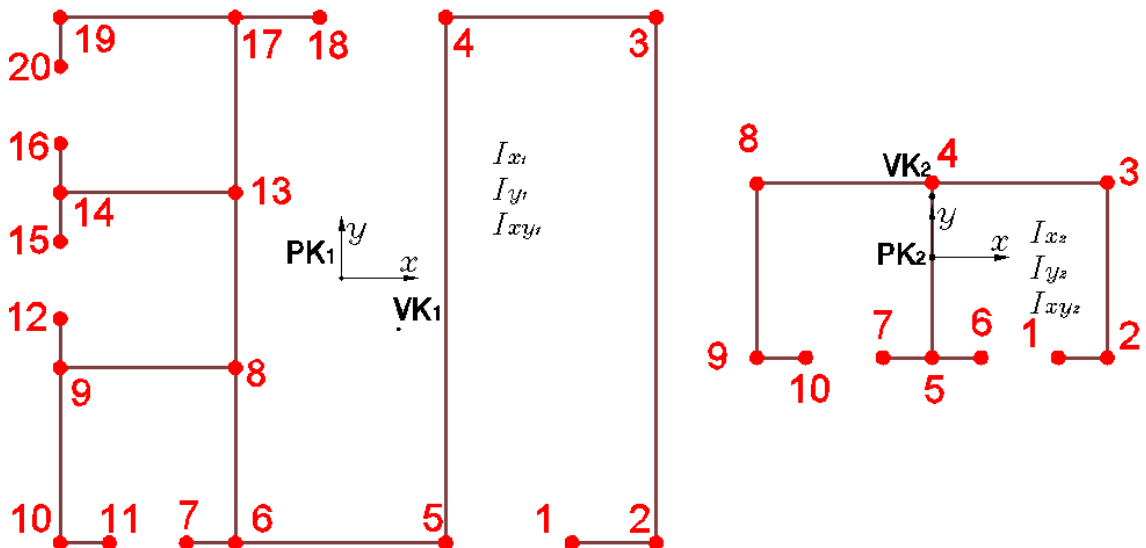
Kuva 5.7: Poikkileikkauksen 2 sektorიაალiset koordinaatit.

Vertailutapauksessa 3 tarvittavan poikkileikkauksen 2 seinät eivät yhdy koko rakennukseen liittyviin x - ja y -koordinaattiakseleihin vaan ovat siihen nähden $40,11^\circ$ kulmassa liitteen C kuvan C.7 mukaisesti, joten sen pääakselistoa on kierretty saman verran. Esitetyt pintasuureet pätevät siis koko rakennukseen koordinaatistossa.

Taulukko 5.1: Poikkileikkausten pintakeskiöt ja pintojen toiset momentit.

| PL | $I_x [m^4]$ | $I_y [m^4]$ | $I_{xy} [m^4]$ | $I_v [m^4]$ | $I_\omega [m^6]$ |
|----|-------------|-------------|----------------|-------------|------------------|
| 1 | 94,319 | 118,212 | 3,536 | 0,374 | 1635,228 |
| 2 | 8,784 | 10,457 | 4,852 | 0,126 | 19,239 |

Lisäksi kuvassa 5.8 on esitetty kummankin poikkileikkauksen nurkkien numerointi. Jännitysten arvot kerätään ja taulukoidaan kussakin tapauksessa näissä pisteissä vertailua varten.



Kuva 5.8: Poikkileikkausten 1 ja 2 laskentapisteiden numerointi.

Molemmat poikkileikkaukset ovat täysin avonaisia profileja. Tämä ei vastaa todellisuutta, koska vaikka profileissa olisikin säännöllisesti aukkoja, on niiden käyttäytyminen enemmänkin jotain avo- ja koteloprofiilin väliltä kuin täysin avoprofiilin kaltaista. Tyydytään kuitenkin oletamaan tämän huomiointi käsiteltävän aiheen kanssa ortogonaaliseksi tutkimusongelmaksi. Aukkojen vaikutuksen mallintamista on käsitelty lyhyesti alaluvussa 2.4.2.

5.4 Tapaus 1: Perustapaus yhdellä ytimellä

Liitteen C kuvissa C.1 – C.3 esitetty perustapaus on kehitetty kohteen arkkitehtikuvien perusteella yksinkertaistamalla pohja rakennuksen kapeimman kohdan mukaan

koko korkeudelle. Kuvan 5.2 mukainen ydintorni sisältää kaksi portaikkoa ja kolme hissiä, ja se sijoitetaan alkuperäisistä arkkitehtikuvista poiketen silmämääräisesti rakennuksen keskelle. [24; 25]

FEM-laskentamalli on rakennettu luvussa 4.1 esitettyjen periaatteiden mukaisesti. Tuloksina tästä saadaan tuentoihin kohdistuva normaalijännitys keskitettynä viivakuormana. Vastaavat normaalijännitykset poikkileikkauksen seinämän keskilinjalla on laskettu kaavalla (4.94) hyödyntäen muita luvussa 4 esitettyjä tuloksia ja taulukkoon 5.1 laskettuja poikkileikkauksen 1 pintasuureiden arvoja. Lasketut jännitykset muunnetaan FEM-ohjelman antamia viivarasituksia vastaaviksi kertomalla ne poikkileikkauksen paksuudella 300 mm .

5.5 Tapaus 2: Yksi ydin vahvistettuna vakaajilla

Liitteen C kuvissa C.4 – C.6 on havainnollistettu edellisen perustapauksen pohjalta muodostettu rakennemalli, jossa on molempien suuntien vakaajapalkit samanaikaisesti. Laskenta on kuitenkin suoritettu erikseen kummankin suunnan kuormalle siten, että vain kyseistä suuntaa vastustavat vakaajat ovat kerralla mukana. Näin tehtiin, koska kohtisuoran suunnan vakaajat saattaisivat vaikuttaa vääntöön tai taipumiin tavalla, jota varmennuslaskut eivät kykene huomioimaan. Periaate laskujen suoritukselle on tapauksen 1 kaltainen, mutta nyt taivutusmomenttien lausekkeissa (4.29) ja (4.30) myös viimeinen termi on nolasta poikkeava. Tähän asetetaan pilareiden pinta-alat A , kimmokerroin E_p ja etäisyydet d_i ytimen pintakeskiöön. Pyöreiden pilareiden halkaisijaksi on valittu 600 mm , niiden materiaali on betoni C80/95, ja niitä on kumpaankin kuormitussuuntaan nähden neljä kappaletta molemmilla puolilla ydintornia.

Kuvissa C.4 ja C.4 näkyvät vakaajapalkit ovat äärettömän jäykkää materiaalia ja ne on jäykästi päistään kiinnitetty sekä ytimeen että pilareihin. Liitos pilareihin ei välttämättä todellisuudessa olisi jäykkä, eivätkä varmennuslaskut huomioi tätä lainkaan. Tästä ei kuitenkaan aiheutune suurta virhettä, koska pilarit ovat alapäästään nivelöityjä, ne eivät välitä muita voimia kuin normaalivoimaa eikä vakaajapalkeilla ole lainkaan taipumaa. Pilarit välittävät normaalivoiman kuvassa C.6 näkyvien niveltukien kautta maahan.

5.6 Tapaus 3: Kaksi ydintä

Kahden ytimen tapauksessa rakennemalli on liitteen C kuvissa C.7 – C.9 havainnollistetun kaltainen, ja nyt laskennassa tarvitaan myös taulukon 5.1 poikkileikkauksen 2 pintasuureita. Yhdistetylle kahdesta poikkileikkauksesta koostuvalle profilille on pääluvussa 4 esitetyllä tavalla ensin laskettu yhteinen vääntökeskiö, sitten jaettu ulkoisen kuorman aiheuttamat taivutusmomentit ja bimomentti kullekin osalle ja

lopuksi laskettu molemmille oma normaalijännityksen lauseke.

Kuvassa C.9 näkyvät kerrosten lattialaatat yhdistävät muuten irralliset ydintornit toisiinsa siten, että ne taipuvat yhdessä ja koko rakennuksen poikkileikkaus pysyy tasona. Laatat on mallinnettu erittäin ohuina ja siten taipuisina mutta omassa tasossaan hyvin jäykkinä, jolloin ne kykenevät siirtämään kuormitukset molemmille ydintorneille näiden jäykkyyksien suhteessa.

6. TULOSTEN ESITTELY JA TARKASTELU

Tutkitaan ensin kaikkia laskentatapauksia erikseen vertaamalla elementtimenetelmällä saatuja tuloksia varmennuslaskujen tuloksiin. Kaikista elementtimenetelmällä lasketuista tuloksista on otettu nurkkiin kerääntyviä rasisushuippuja tasaava lineaarisoitu arvo. Nurkan rasisukset saavat siis arvonsa tuentoihin kohdistuvien rasisusten lineaarisesta sovituksesta. Kaikki sovitukset on tehty saman säännön mukaisesti käyttäen aina pisintä nurkan viereistä seinämää. Taulukoidaan poikkileikkausten kuvassa 5.8 numeroiduissa pisteissä saadut perustuksiin kohdistuvat viivarasituksiksi muutetut normaalijännityksen arvot kummastakin laskennasta. Näistä lasketaan FEM-tulosten prosentuaalinen ero varmennustuloksiin nähden. Pyritään havaitsemaan mahdolliset virheet ja selittämään niiden syitä.

Lopuksi vertaillaan onnistuneiksi todettujen laskentatapausten antamia tuloksia keskenään. Pyritään selvittämään, onko vakaajan tai lisäytimen käyttämisestä oleellista hyötyä perustapaukseen verrattuna.

6.1 Tapaus 1: Perustapaus yhdellä ytimellä

Liitteen D kuvissa D.1 ja D.2 on esitetty havainnekuvat perustapauksen tuloksista x -akselin suuntaisella kuormituksella, ja taulukkoon 6.1 on kerätty laskennan tulokset molemmissa kuormitustapauksissa.

Huolimatta havainnekuvassa esitettyjen muodonmuutosten suuresta liioittelusta havaitaan, että profiili myös vääntyy pelkästä vääntökeskiöön nähden epäkeskeisen kuorman vaikutuksesta. Myös jännitys jakaumasta nähdään heti, etteivät kaatavaa momenttia vastustavat normaalijännitykset perustusten tasossa jakaudu lineaarisesti x -akselin suunnassa, vaan poikkileikkauksen epäsymmetria ja bimomentti näyttävät aiheuttavan vaihtelua myös y -suunnassa. Valinta mallintaa ydintä avoprofiilina korostaa vääntymän vaikutusta. Todellisuudessa seinämien kytkennät aukkojen kohdalla parantaisivat ytimen vääntöjäykkyyttä huomattavasti.

Taulukoiduista tuloksista havaitaan, että y -akselin suuntaisten kuormien tapauksessa laskentamenetelmät antavat huomattavasti useammin hyvin toisiaan vastaavia tuloksia x -kuormitukseen verrattuna. Y -suunnassa saadaan 13/20 pisteessä alle kymmenen prosentin ero, ja näistä kymmenessä ero on alle viisi prosenttia. Sen sijaan x -akselin suuntaiset erot ovat alle kymmenen prosenttia vain seitsemässä pisteessä, ja erot ovat monin paikoin huomattavan suuria. Pisteitä, joissa ero on molemmissa

Taulukko 6.1: Tapauksen 1 tulokset

| | $q_x \left[\frac{kN}{m} \right]$ | | | $q_y \left[\frac{kN}{m} \right]$ | | |
|-------|-----------------------------------|----------|---------|-----------------------------------|----------|----------|
| piste | FEM | varm. | ero | FEM | varm. | ero |
| 1 | -8294,22 | -9415,91 | -11,9 % | 1622,07 | 1652,31 | -1,8 % |
| 2 | -9212,02 | -9839,27 | -6,4 % | 1886,73 | 1834,04 | 2,9 % |
| 3 | -3434,12 | -3407,65 | 0,8 % | -2389,22 | -2370,28 | 0,8 % |
| 4 | 3027,06 | 2679,80 | 13,0 % | -1940,78 | -1857,83 | 4,5 % |
| 5 | 657,28 | 1277,22 | -48,5 % | 3349,05 | 3313,30 | 1,1 % |
| 6 | 2066,48 | 2335,61 | -11,5 % | 2733,08 | 2858,95 | -4,4 % |
| 7 | 2956,82 | 2583,69 | 14,4 % | 2802,34 | 2753,15 | 1,8 % |
| 8 | 594,78 | 1126,79 | -47,2 % | 701,68 | 812,98 | -13,7 % |
| 9 | 3580,76 | 3406,86 | 5,1 % | 537,98 | 703,12 | -23,5 % |
| 10 | 6192,03 | 6012,64 | 3,0 % | 3044,20 | 3017,66 | 0,9 % |
| 11 | 5806,22 | 5764,56 | 0,7 % | 3237,29 | 3221,35 | 0,5 % |
| 12 | 3003,90 | 2677,15 | 12,2 % | -176,49 | 55,04 | -420,7 % |
| 13 | -481,47 | -82,04 | 486,9 % | -1098,71 | -1233,00 | -10,9 % |
| 14 | 3960,78 | 3594,99 | 10,2 % | -993,15 | -1074,30 | -7,6 % |
| 15 | 5077,20 | 4715,85 | 7,7 % | -254,58 | -351,01 | -27,5 % |
| 16 | 3347,88 | 2474,14 | 35,3 % | -1857,03 | -1797,58 | 3,3 % |
| 17 | -1667,81 | -1290,86 | 29,2 % | -3633,51 | -3278,97 | 10,8 % |
| 18 | -4760,81 | -3725,84 | 27,8 % | -3129,72 | -3483,95 | -10,2 % |
| 19 | 4545,21 | 3783,13 | 20,1 % | -2655,72 | -2851,71 | -6,9 % |
| 20 | 5586,67 | 5295,13 | 5,5 % | -1847,93 | -2053,24 | -10,0 % |

tapauksissa alle kymmenen prosenttiin on vain viisi.

Kaikkein suurimmat erot näkyvät molemmissa suunnissa silloin, kun rasi-
tusten arvot ovat lähellä nollaa, jolloin prosentuaalinen ero näyttää todella suurelta, vaikka
absoluuttisesti luvut ovatkin kohtalaisen lähellä toisiaan. Poikkileikkauksen muodos-
ta havaitaan, että laskennassa paremmin toimivassa y -suunnassa on selvästi ehjem-
mät pitkät seinät, kun puolestaan x -suunnassa yksikään seinä ei mene ehjänä koko
leveyden läpi. Tämä voi aiheuttaa ytimen poikkileikkauksen muodon vääristymistä
FEM-mallissa, kun jännitykset joutuvat kiemurtelemaan kuormaan nähden poik-
kisuunnassa laidalta toiselle. Näyttäisikin aiheelliselta todeta, että x -akselin suun-
taisen kuorman tapauksessa tulokset eivät ole kelvollisia tarkempaan tutkintaan.
Tämänkään laskennan ei kuitenkaan kannata katsoa täydellisesti epäonnistuneen,
sillä vertailtavat luvut selvästi seuraavat toisiaan huolimatta suurehkoista virheis-
tä. Tästä voidaan päätellä laskentausekkeiden toimivan, mutta mikäli profili on
huonon mallinen, laskennassa tulee suuriakin virheitä. Mitoituslaskentaa tehdessä
on siis syytä erikseen arvioida profilin muodon kelpoisuus.

6.2 Tapaus 2: Yksi ydin vahvistettuna vakaajilla

Liitteen D kuvissa D.3 ja D.4 on esitetty havainnekuvat vakaajin vahvistetun tapauksen tuloksista y -akselin suuntaisella kuormituksella, ja taulukkoon 6.2 on kerätty laskennan tulokset molemmissa kuormitustapauksissa.

Kuvassa D.3 näkyvästä ytimen taipuman muodosta nähdään selvästi vakaajien tasapainottava vaikutus. Samalla osa vaakakuormista näyttää melko selvästi siirtyvän pilareiden normaalivoiman kautta maahan.

Taulukko 6.2: Tapauksen 2 tulokset

| | $q_x \left[\frac{kN}{m} \right]$ | | | $q_y \left[\frac{kN}{m} \right]$ | | |
|-------|-----------------------------------|----------|----------|-----------------------------------|----------|---------|
| piste | FEM | varm. | ero | FEM | varm. | ero |
| 1 | -3957,64 | -3907,02 | 1,3 % | 620,16 | 514,36 | 20,6 % |
| 2 | -4700,23 | -3369,29 | 39,5 % | 800,17 | 629,70 | 27,1 % |
| 3 | -1824,58 | 710,13 | -356,9 % | -1081,91 | -1032,11 | 4,8 % |
| 4 | 2222,01 | 2697,86 | -17,6 % | -849,33 | -679,81 | 24,9 % |
| 5 | 103,31 | 1950,52 | -94,7 % | 1587,52 | 1622,53 | -2,2 % |
| 6 | 1019,68 | 606,18 | 68,2 % | 1259,61 | 1334,26 | -5,6 % |
| 7 | 1731,81 | 293,24 | 490,6 % | 1279,52 | 1267,14 | 1,0 % |
| 8 | 78,97 | -255,40 | -130,9 % | 282,49 | 353,29 | -20,0 % |
| 9 | 2044,71 | -449,37 | -555,0 % | 161,77 | 291,14 | -44,4 % |
| 10 | 3436,54 | 1337,79 | 156,9 % | 1473,52 | 1450,05 | 1,6 % |
| 11 | 3040,31 | 1650,73 | 84,2 % | 1578,41 | 1517,17 | 4,0 % |
| 12 | 1662,34 | -949,83 | -275,0 % | -257,30 | -33,37 | 671,1 % |
| 13 | -487,06 | -1116,98 | -56,4 % | -495,01 | -627,68 | -21,1 % |
| 14 | 2312,25 | -385,37 | -700,0 % | -435,36 | -511,90 | -15,0 % |
| 15 | 2992,16 | 374,25 | 699,5 % | -0,94 | -137,57 | -99,3 % |
| 16 | 1900,36 | -1145,00 | -266,0 % | -922,38 | -886,22 | 4,1 % |
| 17 | -1144,35 | -1978,56 | -42,2 % | -1466,23 | -1608,66 | -8,9 % |
| 18 | -3061,77 | -2773,65 | 10,4 % | -1727,94 | -1749,57 | -1,2 % |
| 19 | 2725,39 | -321,38 | -948,0 % | -1172,26 | -1314,93 | -10,9 % |
| 20 | 3339,51 | 697,41 | 378,8 % | -681,86 | -890,78 | -23,5 % |

Taulukkoa tutkimalla havaitaan samankaltainen ilmiö kuin perustapauksessa: y -suuntaisilla kuormilla selvästi useampi piste 9/20 mahtuu kymmenen prosentin eron sisään, kun x -suuntaisilla kuormilla tähän kykenee vain yksi piste. On mainittava, että x -suunnan eri laskentamenetelmien tulokset eivät näytä lainkaan vastaavan toisiaan. Sen sijaan y -suunnassa vertailtavat luvut selvästi seuraavat toisiaan pisteestä toiseen edetessä, ja suuria suhteellisia eroja nähdään vain, kun luvut ovat nollan lähetyvillä.

Erot tuloksissa voivat johtua erityisesti siitä, että y -suunnassa vakaajapalkit on voitu tukea suoraan koko poikkileikkauksen läpi meneviin kolmeen ehjään seinään, kun x -suunnassa jälleen yksikään seinä ei mene kokonaisuena läpi. Vakaajapalkit myös ylittävät profiilissa olevat aukot jäykkinä, mikä vaikuttaa myös profiilin taivutusjäykkyyteen. Tätä ei kuitenkaan erikseen huomioitu taivutusmomenttien lausekkeissa. Jälleen y -suunnan ehjät seinät kykenevät välittämään myös taivutuksen melko selkeästi. Sen sijaan x -suunnassa aukkojen kohdilla tapahtuvat taivutuksen aiheuttamat poikkileikkauksen pystysiirtymät estyvät FEM-laskennassa vakaajapalkkien vaikutuksesta, mutta varmennuslaskut eivät huomioi tätä lainkaan.

6.3 Tapaus 3: Kaksi ydintä

Liitteen D kuvissa D.5 ja D.6 on esitetty havainnekuva kahden ytimen tapauksen tuloksista y -akselin suuntaisella kuormituksella, ja taulukkoon 6.3 on kerätty laskennan tulokset molemmissa kuormitustapauksissa.

Poikkileikkauksessa 1 tulosten vastaavuus on edellisten perusteella odotetusti x -suuntaisessa kuormituksessa huomattavasti heikompi kuin y -suuntaisessa kuormituksessa. Alle kymmenen prosentin ero näissä tapauksissa on 5/20 ja 15/20 pisteessä vastaavasti. Nyt kuitenkin tulokset seuraavat toisiaan heikommassakin suunnassa huomattavasti paremmin tapaukseen 2 verrattuna, ja y -suunnan tulosten voidaan katsoa olevan melko hyvin toisiaan vastaavia.

Poikkileikkauksessa 2 sen sijaan molempien suuntien tulokset vastaavat hyvin toisiaan. Tämä puhuu sen puolesta, että laskennassa ei näytä olevan systemaattista virhettä x -suunnassa, vaan virhe tapauksissa 1 ja 2 aiheutuu poikkileikkauksen 1 huonosta muodosta. Poikkileikkauksessa 2 ei ole aivan vastaavaa muotoon liittyvää puutetta kuin poikkileikkauksessa 1.

Toisaalta myös laatat, joihin kuormat kohdistuvat, ovat tähän suuntaan nähden selvästi leveämpiä, mikä edellyttää perustapauksessa voimien siirtymistä pitemmältä matkalta ydinprofiilille. Toisen ydintornin lisääminen tasapainottaa tätä epäsymmetriaa ja siirtää yhdistettyä vääntökeskiötä lähemmäksi kuorman resultanttia.

6.4 Tapausten tulosten vertailu

Tutkitaan eri laskentamenetelmillä poikkileikkauksen 1 pisteissä saatuja y -suunnan kuormitustapauksesta saatuja taulukoiden 6.1 – 6.3 tuloksia, ja vertaillaan näiden suuruuksia keskenään. Lasketaan tapausten FEM- ja varmennuslaskennan tulosten eroja havainnollistavat suhteet $\xi_1 = \frac{T_{\text{tapaus 2}}}{T_{\text{tapaus 1}}}$ ja $\xi_2 = \frac{T_{\text{tapaus 3}}}{T_{\text{tapaus 1}}}$ ja kerätään ne poikkileikkauksen pisteittäin taulukkoon 6.4. Havaitaan, että vain pisteessä 12 suhteiden ero FEM- ja varmennuslaskennan välillä on erittäin suuri. Tämä suuri suhteellinen virhe johtuu y -suunnan kuormituksen aiheuttamien rasitusten lähelle nollaa jäävistä

Taulukko 6.3: Tapauksen 3 tulokset

| PL1 | $q_x \left[\frac{kN}{m} \right]$ | | | $q_y \left[\frac{kN}{m} \right]$ | | |
|-------|-----------------------------------|----------|---------|-----------------------------------|----------|----------|
| | FEM | varm. | ero | FEM | varm. | ero |
| piste | | | | | | |
| 1 | -3491,65 | -4783,82 | -27,0 % | 2440,78 | 2450,32 | -0,4 % |
| 2 | -5055,06 | -5621,41 | -10,1 % | 2563,98 | 2541,98 | 0,9 % |
| 3 | -3221,27 | -3158,78 | 2,0 % | -2180,34 | -2153,63 | 1,2 % |
| 4 | 379,10 | 188,34 | 101,3 % | -2316,09 | -2215,13 | 4,6 % |
| 5 | -1581,20 | -1021,11 | 54,9 % | 2681,94 | 2648,12 | 1,3 % |
| 6 | 885,56 | 1072,85 | -17,5 % | 2314,26 | 2418,97 | -4,3 % |
| 7 | 2105,15 | 1561,72 | 34,8 % | 2441,94 | 2365,53 | 3,2 % |
| 8 | 637,34 | 1058,28 | -39,8 % | 660,88 | 742,00 | -10,9 % |
| 9 | 3473,58 | 3151,62 | 10,2 % | 480,71 | 597,64 | -19,6 % |
| 10 | 3412,94 | 3514,29 | -2,9 % | 2292,45 | 2321,18 | -1,2 % |
| 11 | 2553,70 | 3025,43 | -15,6 % | 2382,05 | 2374,61 | 0,3 % |
| 12 | 3717,78 | 3050,05 | 21,9 % | -23,50 | 115,05 | -120,4 % |
| 13 | 664,01 | 1043,71 | -36,4 % | -803,21 | -934,97 | -14,1 % |
| 14 | 3716,62 | 3485,15 | 6,6 % | -973,30 | -1032,76 | -5,8 % |
| 15 | 3899,05 | 3684,19 | 5,8 % | -470,14 | -537,13 | -12,5 % |
| 16 | 4006,45 | 3286,11 | 21,9 % | -1599,62 | -1528,39 | 4,7 % |
| 17 | 756,62 | 1029,13 | -26,5 % | -2445,45 | -2611,94 | -6,4 % |
| 18 | -719,95 | -309,72 | 132,5 % | -2602,77 | -2587,34 | 0,6 % |
| 19 | 4216,52 | 3818,69 | 10,4 % | -2536,17 | -2663,16 | -4,8 % |
| 20 | 4237,14 | 4115,19 | 3,0 % | -1989,35 | -2154,49 | -7,7 % |

| PL2 | $q_x \left[\frac{kN}{m} \right]$ | | | $q_y \left[\frac{kN}{m} \right]$ | | |
|-------|-----------------------------------|----------|---------|-----------------------------------|----------|---------|
| | FEM | varm. | ero | FEM | varm. | ero |
| piste | | | | | | |
| 1 | -4556,14 | -4793,92 | -5,0 % | -109,71 | -295,44 | -62,9 % |
| 2 | -5467,63 | -5655,05 | -3,3 % | -586,07 | -621,99 | -5,8 % |
| 3 | -2099 | -2019,64 | 3,9 % | -1744,27 | -1690,19 | 3,2 % |
| 4 | 1355,3 | 1407,9 | -3,7 % | -493,29 | -476,85 | 3,4 % |
| 5 | -1837,29 | -1879,33 | -2,2 % | 667,91 | 637,25 | 4,8 % |
| 6 | -2940,37 | -2742,96 | 7,2 % | 342,39 | 310,53 | 10,3 % |
| 7 | -941,6 | -1017,65 | -7,5 % | 1085,53 | 963,88 | 12,6 % |
| 8 | 4933,34 | 4833,57 | 2,1 % | 705,49 | 735,73 | -4,1 % |
| 9 | 1920,16 | 1896,31 | 1,3 % | 1894,68 | 1897,16 | -0,1 % |
| 10 | 619,32 | 1033,24 | -40,1 % | 1553,28 | 1570,51 | -1,1 % |

absoluuttisista arvoista, eivätkä ne siten ole vertailukelpoisia. Hieman samankaltainen ilmiö havaitaan myös pisteessä 15.

Taulukko 6.4: Valittujen pisteiden vertailu eri tapauksien mukaisilla FEM-laskennasta saaduilla tuloksilla

| piste | Tapaus 2 | | Tapaus 3 | |
|-------|-------------|---------------|-------------|---------------|
| | ξ_1 FEM | ξ_1 varm. | ξ_2 FEM | ξ_2 varm. |
| 1 | 38 % | 31 % | 150 % | 148 % |
| 2 | 42 % | 34 % | 136 % | 139 % |
| 3 | 45 % | 44 % | 91 % | 91 % |
| 4 | 44 % | 37 % | 119 % | 119 % |
| 5 | 47 % | 49 % | 80 % | 80 % |
| 6 | 46 % | 47 % | 85 % | 85 % |
| 7 | 46 % | 46 % | 87 % | 86 % |
| 8 | 40 % | 43 % | 94 % | 91 % |
| 9 | 30 % | 41 % | 89 % | 85 % |
| 10 | 48 % | 48 % | 75 % | 77 % |
| 11 | 49 % | 47 % | 74 % | 74 % |
| 12 | 146 % | -61 % | 13 % | 209 % |
| 13 | 45 % | 51 % | 73 % | 76 % |
| 14 | 44 % | 48 % | 98 % | 96 % |
| 15 | 0 % | 39 % | 185 % | 153 % |
| 16 | 50 % | 49 % | 86 % | 85 % |
| 17 | 40 % | 49 % | 67 % | 80 % |
| 18 | 55 % | 50 % | 83 % | 74 % |
| 19 | 44 % | 46 % | 95 % | 93 % |
| 20 | 37 % | 43 % | 108 % | 105 % |

Esitetään y -suuntaisen kuormituksen tulokset lisäksi histogrammina liitteen D kuvassa D.7. Histogrammista nähdään selvästi, miten eri tapausten aiheuttamat rasitukset suhtautuvat toisiinsa: Kaikissa tapauksissa vakaaajat alentavat ydintornin perustuksiin kohdistuvia rasituksia noin puoleen. Taulukosta 6.4 nähdään, että pylväiden suhteet ovat vähintään 50 % vain neljässä pisteessä, ja vain kahdessa pisteessä, jos pisteitä 12 ja 15 ei huomioida. Histogrammista nähdään myös selvästi, että lähelle nollaa jäävissä tuloksissa suhteelliset erot vääristyvät. Kahden ytimen tapauksessa suurempaan ydintorniin kohdistuvat rasitukset kasvavat neljässä pisteessä, kun pisteitä 12 ja 15 ei huomioida. Muissa pisteissä sen sijaan käy päinvastoin. Poikkileikkauksen 1 rasituksia pienentävä suhde tapausten 1 ja 3 välillä jää enimmilläänkin noin 70 prosenttiin, mutta on syytä huomata, että esimerkiksi pisteessä 1 rasitus kasvaa noin 50 prosentilla. Vääntökeskiön sijainnin muuttuminen näyttää siis vaikuttavan oleellisesti jännitysten jakautumiseen, ja toisen ydintornin

lisääminen voi tietyissä pisteissä jopa kasvattaa jännityksiä alkuperäisestä.

Tulosten perusteella voidaan helpohkosti päätellä ainakin, että tutkitun rakennuksen y -akselin suuntaisten vaakakuormien aiheuttamat ydintornin perustuksiin kohdistuvat normaalijännitykset putoavat noin puoleen, kun ydin tuetaan tapauksen 2 mukaisin vakaajin rakennuksen puolivälistä. Samalla y -suunnan kuormitustapauksen vakaajat siirtävät tässä laskentatapauksessa tukeville pilareille noin 1 MN kuorman kuten kuvasta D.4 nähdään.

7. JOHTOPÄÄTÖKSET

Työtä ei voida pitää täysin onnistuneena laskennassa kohdattujen suurehkojen virheiden vuoksi. Kuitenkin osa tuloksista voitiin todeta vertailukelpoisiksi, ja näistä saatiin tehtyä alussa asetettujen tavoitteiden mukaisia johtopäätöksiä. Tuloksia on kuitenkin syytä tarkastella vain laadullisesti, koska kuormien ja laskettujen jännitysten arvot eivät kovin hyvin vastaa todellista mitoitusilannetta.

Tehdään yhteenveto laskennan ja kirjallisuusselvityksen perusteella opituista oleellisimmista asioista. Tehdään Keski-Pasilan tornia T5 koskevia ja yleisiä työssä tehdyn kaltaiseen laskentaan liittyviä suosituksia.

7.1 Vakaajan soveltuvuus torniin T5

Mikäli torni T5 aiotaan joskus toteuttaa, kannattaa sen jäykistysjärjestelmää valittaessa harkita vakaajarakenteiden hyödyntämistä. Vakaajan avulla on mahdollista vähentää jäykistäville ydintorneille vaakakuormista jakautuvia rasituksia huomattavasti. Tässä työssä tehdyssä laskennassa tehtiin monia yksinkertaistuksia, ja esimerkiksi vakaajapalkit voisivat olla paljon pidemmätkin, mikä kasvattaisi tasapainottavan momentin vartta ja siten lisäisi rakenteen vaikutusta. Toisaalta todellisuudessa vakaajapalkkeja ei pystytä tekemään äärettömän jäykiksi, ja tämä on huomioitava vakaajan toimintaa heikentävänä. Vakaajia voi olla myös useampia, mutta jokaisen ensimmäistä seuraavan vaikutus on aina edellistä hieman pienempi. Eräs tapa huomioida vakaajapalkkien taipuisuus ja tutkia useampia vakaajia on esitetty esimerkiksi lähteissä [13] ja [15].

Tehdyssä laskennassa käsiteltiin vain vaakakuormia, joten ydintornin perustuksiin ja toisen puolen vakaajapilareihin kohdistui myös vetoa. Todellisuudessa nämä on mahdollista tasapainottaa rakenteiden omista painoista aiheutuvien pystykuormien avulla. Kannattaa myös muistaa, että vakaajapilareita ei tarvitse ajatella lisärakenteina vaan jo muutenkin rakennuksen reunoilla tarvittavia pilareita voidaan hyödyntää sekä pystykuormia että tässä työssä laskettuja vaakakuormia välittävinä. Luvussa 2.3.1 esitettyjen tehokkaan jäykistysjärjestelmän periaatteiden mukaisesti vaakakuormien maahan välittäminen mahdollisimman lähelle rakennuksen ulkokehää sijoitetuin pystyrakentein on järkevää. Toisaalta vakaajat on huomioitava myös arkkitehtuurissa ulkonäköön vaikuttavina. Tornin T5 tämän hetken arkkitehtikuvis- sa näkyy koko rakennuksen korkeudella ulkokehällä vaakasuuntaisia rantuja, joten

vakaajan tarvitsema belt wall -tyyppinen kerros vaikuttaisi mahdolliselta. Lisäksi vaakaajapalkkikerrokset eroavat muista kerroksista tilankäytön suhteen, ja ne voisivat soveltua hyödynnettäviksi esimerkiksi teknisinä tiloina.

7.2 Laskentamenetelmästä tehtyjä havaintoja

Jatkossa kannattaa paremmin huomioida aukkojen vaikutus porrastorniprofileissa. Ydintorni ei todellisuudessa käyttäydy avoprofilin kaltaisesti, koska kerroksittain sen seinämiä yhdistää aukkojen kohdalla ovenylityspalkit tai vähintään lattialaatat. Avoprofilissa aukkojen kohdalla ei välity leikkausvoimia lainkaan, mutta todellisuudessa kytkennät välittävät sekä leikkausta että momenttia. Vääntöjäykkyys on koteloprofilille huomattavasti suurempi kuin avoprofilille, joten väännön vaikutus on luultavasti tässä työssä havaittua pienempi. Lisäksi laskentaa tehdessä on syytä erikseen arvioida profilin muodon kelpoisuus. Elementtimenetelmällä lasketut tulokset eivät vastaa analyttistä lineaarista kimmoteoriaa, jos kuormitettavan ydintornin poikkileikkaus pääsee vääristymään. Kimmoteorian laskukaavat olettavat poikkileikkauksen pysyvän aina vakiona, mutta elementtimenetelmässä kuorielementtien muodonmuutoksia sitoo vain niiden keskinäinen yhteensopivuus.

Mikäli rakennuksessa on yhtä useampi jäykistävä ydintorni, voi vääntökeskiön sijainnin muuttuminen vaikuttaa oleellisesti jännitysten jakautumiseen, ja toisen ydintornin lisääminen voi tietyissä pisteissä jopa kasvattaa jännityksiä alkuperäisestä. Epäsymmetrisissä rakenteissa rakennuksen yksinkertaistaminen vain kuorman suuntaisiin jäykistäviin seinänosiiin aiheuttaa virhettä, mutta on syytä todeta, että koteloprofilina ydintorni olisi erittäin jäykkä, eikä siten väännön osuus verrattuna taivutukseen todennäköisesti ole kovin merkittävä.

Laskennassa ei huomoitu lainkaan pystykuormia vaan tarkasteltiin vain vaakakuormien jakautumista. Vaakakuormista johtuva kaatava momentti aiheuttaa jäykistäviin rakenteisiin myös pystysuuntaisia vetorasituksia. Nämä vetorasitukset olisi hyvä suunnitella omilla painoilla tasapainotettaviksi, mutta erittäin korkeissa rakennuksissa voidaan joutua miettimään myös niiden ankkurointia maahan.

Laskentatuloksista havaitaan, että sopivalla ydintornin poikkileikkauksella esitetty teoria pystyjännitysten laskemiseksi vastaa FEM-laskentamallia. Varmennuslaskujen perusteella elementtimenetelmällä saadut tulokset näyttäisivät olevan ainakin oikeaa kertaluokkaa. Teorialuvussa esitetyt analyttisen laskennan oletukset siis vastaavat tietyin edellytyksin numeerista laskentamallia.

7.3 Ehdotuksia jatkotutkimuksiin

Seuraavaksi voitaisiin laskea esimerkiksi vastaava rakennus käyttäen avonaisen ydintorniprofilin sijaan aukkojen kytkentöjä mallintavaa koteloprofilia. Tällä tavalla

voitaisiin selvittää profiilien vääntöjäykkyyksien ero, ja nähtäisiin, onko vääntö kotelotapauksessa lainkaan merkittävä. Kiinnostavaa voisi olla myös tehdä vertailulaskelmia erilaisin aukkopalkkeja mallintavin oletuksin.

Yhden vakaajan todettiin alentavan ydintornin pystyjännityksiä noin puoleen. Seuraavaksi voitaisiin laskea paljonko toinen tai mahdollisesti vielä useampi vakaaja vaikuttaa verrattuna ensimmäiseen.

LÄHTEET

- [1] Helsingin kaupungin kaupunkisuunnitteluvirasto. Korkea rakentaminen Helsingissä [WWW]. Helsinki, Helsingin kaupunki. [viitattu 5.6.2012]. Saatavissa: http://www.hel2.fi/ksv/julkaisut/aos_2011-4.pdf
- [2] ASCE Council of Tall Buildings and Urban Habitat. Monograph on Tall Buildings Vol. CB, Structural Design of Tall Concrete and Masonry Buildings. New York 1978, American Society of Civil Engineers. 960 s.
- [3] Stafford Smith, B., Coull, A. Tall Building Structures: Analysis and Design. 1991, John Wiley & Sons. 552 s.
- [4] Lorentsen, M. Petersson, T. Sundquist, H. Stabilisering av byggnader. Stockholm 1995, Institutionen för Byggekonstruktion Kungliga Tekniska Högskolan. 170 s.
- [5] Nordenson, G., Terence, R. Tall Buildings. New York 2005, Museum of Modern Art. 193 s.
- [6] Aoyama, H. Design of Modern Highrise Reinforced Concrete Structures. London 2001, Imperial College Press. 460 s.
- [7] Taranath, B.S. Structural Analysis and Design of Tall Buildings, Steel and Composite Construction. Boca Raton 2010, CRC Press. 690 s.
- [8] Taranath, B.S. Reinforced Concrete Design of Tall Buildings. Boca Raton 2010, CRC Press. 989 s.
- [9] Chew Yit Lin, M. Construction Technology for Tall Buildings. 2nd Edition. Singapore 2001. Singapore University Press, World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd. 417 s.
- [10] Fundatec Oy, Innovarch Oy, Vahanen Oy, Instakon Oy, L2 Paloturvallisuus Oy, Kone Oy. Zuccini torni 5 Pasila: Toteuttamisedellytysten arviointi. [WWW] Helsinki, Helsingin kaupunki. 13.12.2010. [viitattu 6.6.2012]. Saatavissa: http://www.hel.fi/hel2/ksv/liitteet/2012_hankepalvelu/Pasila_tornit_toteutettavuus.pdf
- [11] Maymon, G. Structural Dynamics and Probabilistic analysis for engineers. Burlington 2008, Butterworth-Heinemann. 440 s.
- [12] ASCE Council of Tall Buildings and Urban Habitat. Monograph on Tall Buildings Vol. CL, Tall Building Criteria and Loading. New York 1980, American Society of Civil Engineers. 900 s.

- [13] Hoenderamp, J.C.D. 2004. Shear Wall With Outrigger Trusses on Wall and Column Foundations. *The Structural Design of Tall and Special Buildings* 13, 1, pp. 73-87.
- [14] Wu, J.R. & Li, Q.S. Structural Performance of Multi-Outrigger-Braced Tall Buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings* 12(2003)2, pp. 155-176.
- [15] Stafford Smith, B. & Salim, I. Parameter Study of Outrigger-Braced Tall Building Structures. *Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers* 107(1981)ST10, pp. 2001-2014.
- [16] Onu, G. Inclusion of Warping Shear Effect in the Thin-Walled Core Element for Multistory Building. *Computers & Structures* 35(1990)2, pp. 175-182.
- [17] Kwan, A.K.H. Equivalence of Finite Elements and Analogous Frame Modules for Shear/Core Wall Analysis. *Computers & Structures* 57(1995)2, pp. 193-203.
- [18] Kwan, A.K.H. Mixed Finite Element Method for Analysis of Coupled Shear/Core Walls. *Journal of Structural Engineering* 119(1993)5, pp. 1388-1401.
- [19] Kwan, A.K.H. Local Deformations and Rotational Degrees of Freedom at Beam-Wall Joints. *Computers & Structures* 48(1992)4, pp. 615-625.
- [20] Kim, H-S. & Hong, S-M. Formulation of Transition Elements for the Analysis of Coupled Wall Structures. *Computers & Structures* 57(1995)2, pp. 333-344.
- [21] Pala, S. & Özmen, G. Effective Stiffness of Coupling Beams in Structural Walls. *Computers & Structures* 54(1993)5, pp. 925-931.
- [22] Vijayan, P., Singh, Y. & Nagpal, A.K. A Reduction Procedure for Load Distribution in Asymmetric Tall Buildings. *Computers & Structures* 56(1994)4, pp. 615-624.
- [23] Pasila [WWW] Helsinki, Helsingin kaupunki. 18.11.2011 [viitattu 3.7.2012]. Saatavissa: <http://www.pasilahelsinki.fi>
- [24] City of Helsinki - City Planning Department. Central Pasila Tower Area - Detailed Plan [WWW]. Helsinki, Helsingin kaupunki. 19.11.2009 [viitattu 6.6.2012]. Saatavissa: http://www.hel2.fi/ksv/liitteet/2009_hankepalvelu/Keski_Pasila_Esitys_short_zucch_osa1.pdf

- [25] City of Helsinki - City Planning Department. Central Pasila Tower Area - Detailed Plan [WWW]. Helsinki, Helsingin kaupunki. 19.11.2009 [viitattu 6.6.2012]. Saatavissa: http://www.hel2.fi/ksv/liitteet/2009_hankepalvelu/Keski_Pasila_Esitys_short_zucch_osa2.pdf
- [26] Risto Levanto. Korkean rakentamisen rakentamistapaohje. RY Rakennettu ympäristö [WWW]. (2012)2, s. 30. [viitattu 3.7.2012]. Saatavissa: <http://www.rakennustieto.fi/lehdet/ry/index/lehti/68Yntj5Od.html>
- [27] Ismo Tawast, Keijo Tikkala. Raportti korkean rakentamisen rakentamistapaohje [WWW]. Helsinki, Helsingin kaupunki. 20.1.2012. [viitattu 3.7.2012]. Saatavissa: www.uuttahelsinki.fi/sites/default/files/raportti_2012-01-20.pdf
- [28] Korkean rakentamisen palvelupolku. [WWW]. Helsinki, Helsingin kaupunki. 20.1.2012. [viitattu 3.7.2012]. Saatavissa: http://www.uuttahelsinki.fi/sites/default/files/liite_9_palvelupolku.pdf
- [29] Korkean rakentamisen rakentamistapaohje, ohjekortit. [WWW]. Helsinki, Helsingin kaupunki. 20.1.2012. [viitattu 3.7.2012]. Saatavissa: http://www.uuttahelsinki.fi/sites/default/files/liite_8_ohjekortit.pdf
- [30] Hsu, T. T. C. Torsion of Reinforced Concrete. New York 1984. Van Nostrand Reinhold Company Inc. 538 s.
- [31] Tuomala, M. Rakenteiden mekaniikan jatkokurssi luentomoniste. 229 s.
- [32] Tuomala, M. Rakenteiden mekaniikan sovellutuksia luentomoniste. 336 s.
- [33] Bathe, K.-J. Finite Element Procedures. New Jersey 1996, Prentice-Hall. 1037 s.
- [34] SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat. Brysseli 2010, Comité Européen de normalisation. 255 s.

A. ZUCCHI A3_T5



Kuva A.1: Keski-Pasilan havainnekuva. [24, s. 11]



Kuva A.2: Keski-Pasilan havainnekuva. [24, s. 12]



Kuva A.3: Tornit T5 ja T4. [25, s. 12]

B. RAKENTAMISTAPAOHJE

KORKEAN RAKENTAMISEN PALVELUPOLKU

Päivitetty: 20.01.2012

RAKENUSHANKKEEN
VAIHE

RAKENTAJA ASIA

YRÄÄNOMAINEN
PÄÄTTÄJÄ

SUUNNITTELU
ESTITTELU

KÄSITELTÄVÄT
ASIAKKAAT

KÄSITELYN
DOKUMENTOINTI

OHJEKORTTI
KMO

HUOM!

HUOM!

Käsiteltävät asiat ja asiaa vain osa on korkean Rakentamisen Ohjeiston vaatimia lisäselvityksiä.

Alia kaikki rakennusprojeikin aikana käsiteltävät asiat muistilomamuotoisesti samassa luettelossa: - perinteiset ja uudet (tai tarkennetut) lisäselvitykset, joista merkinnat laadituista ohjekorteista.

Z = myöhemmin laadittava lisäohjeistusohje tai ohjeistus raportin osana

Esiitys ei sisällä ei hyväksytty, palaa edelliseen vaiheeseen' looppia

Neuvottelumuisto = viiranomistajapainesta laadittu muisto, jossa todetaan ovatko annetut selvitykset riittävät

Päätösunnitelija ja arkkielnt, useimmiten saman henkilön eri roolit.

[Linkki ohjekorttiluetteloon](#)

LYHYT LUKUOHJE

Rakennushankkeen vaihe = rakennushankkeen eri vaiheissa käsiteltäviä eri asioita tai samat asiat eri tarkkuudella

Käsiteltävä asia = asiakokonaisuus, jonka tarkkuus ja laajuus määräytyvät hankkeesta

Viranomaisen [päättäjän sulussa] = ennen päätöksiä asiaa käsiteltävä tai asiasta päätävä viranomaisen (päättäjän) jälkeen mainitut usein lausunnon antajat päätettävälle viranomaiselle

Suunnitelija, esittelijä henkilö, joka on laatinut ja esittänyt asiakirjat sekä näkee niille viranomaisesta hyväksymisen

Käsiteltävien asiain ja niiden osien, joihin ne liittyvät, luokittelu, raportin luokittelu, "normat"

Käsiteltävien asiain ja niiden osien, joihin ne liittyvät, luokittelu, raportin luokittelu, "normat"

Käsiteltävien asiain ja niiden osien, joihin ne liittyvät, luokittelu, raportin luokittelu, "normat"

Ohjekortti = korkean rakentamisen lisäselvitysohje

HANKESUUNNITTELU

Emakkoneuvottelu, jossa:

Neuvottelumuisto, jossa

Z

menettelytapaohje

-asemakaava selvityksineen

Kaupunkisuunnitteluvirasto (Ksv):

Rak.hank.yhtyyä, päätösunnitelija

Asemakaavasto

Rakennusvalvonta

Rak.hank.yhtyyä, päätösunnitelija

-hankesuunnitelman esittely

viranomaisen (Rakv)

Hankesuunnitelman esittelyaineisto

Rakennushankkeeseen

Rakv: Päätösvalitus

-Selvitys

ryhtymän ja suunnittelijoiden

(Kv), kinnestövirasto

hankintasuunnitelma

keskustelut

(Kv), kinnestövalvonta

Auslata viranomaiskanta

A2.1

A2.2

A2.3

A2.4

A2.8

kaikkien suunnittelijoiden

vaativuusluokka AA

Kuva B.1: Korkean rakentamisen palvelupolun ensimmäinen sivu.

B. Rakentamistapaohje

Korkean rakentamisen rakentamistapaohje

Rakennuksen suunnittelijat ja suunnitelmat
Vastavaan LVI-suunnittelijan kelpoisuus

Ohjekortti Nro:
A2-4
Päivitetty:
xx.xx.2012

| | | |
|--|---|---|
| Näkyvät määräykset, säännökset ja ohjeet: Rakikk osat A1 ja A2 | Alkumääräykset: Eriy-suunnittelijoiden kiinnittäminen hankkeeseen jo luonnosvaiheessa Pätevyyden todentaminen ennakkoneuvottelussa ennen suunnittelutehtävän aloittamista. | Liiketoimet ja esitettävät asiakirjat: Suunnittelijan perus- ja jatkokoulutus ja tarvittaessa opetusohjelmien vastavastuudistus suomalaisin tukitoimin. Suunnittelijan työkokemus ja mahdolliset pätevyystodistukset Vaaditaan esittämään suunnittelijan kaikki korkean rakentamisen referenssit:ohjeet ja tehtävät näissä. Rakennuslaji Lomake: "Selitys suunnittelutehtävän vastuudesta ja suunnittelijoiden pätevydestä" |
| Vaikutusalue: Koko rakennus, erityistä huomiota kiinnitetään asiantuntijoiden aikaisempaan kokemukseen | | |
| Vaadittavat lisäselvitykset: Vaaditaan henkilökohtainen pätevyys AA- luokan LVI-suunnittelun alaa. Suunnittelijalla on oltava riittävät resurssit tehtävän hoitamiseksi. Resurssit on osoitettava viranomaisille. Vaaditaan aina kohtaan osapuolien tarve: alustan LVI-verkoston työnjakojen, järjestelmien ja laitteiden suunnittelun lisäksi myös rakennuksen tarve: alustan tarve: alustan henkilöillä on oltava kokemusta nimenomaan korkeiden rakennusten LVI-suunnittelusta Kokemus Suomen rakentamislainsäädännön sekä Eurokoodien soveltamisesta suomalaisin olosuhteisiin. Kommunikointikyky suomen tai ruotsin kielellä. | | |
| Korkean rakentamisen huomioit: Suunnittelijan kelpoisuuden nähtävä huomioiden suunnittelijan kokemus korkeiden rakennusten suunnittelusta | Lopputus, päätös ja tulostettavat asiakirjat: Rakennuslupakokouksen toteuttaminen suunnittelutehtävän vastuudesta ja suunnittelijan kelpoisuudesta tehtävään | |
| Osapuolet ja resurssit: Rakennusvalvontaviranomainen Rakennushankkeeseen ryhtyvät Suunnittelijat Pelastuslaitos | Huomautukset: Tarvittaessa esitettävän selityksen suunnittelu- ja toteutuslupakokouksessa, suunnittelijoiden tehtävistä, koordinointivastuista ja työn toteutuksen valvonnasta | Liittävät ohjekortit: A1.5, A1.9, A2.1, A2.7, C.1, D.1, D.2, E.1, E.4 |

HELSINGIN KAUPUNKI

Hyväksytty: xx.xx.2012
Sivu 1/1

Korkean rakentamisen rakentamistapaohje

Rakennushankkeeseen ryhtyvän
pätevyysvaatimukset ja velvoitteet

Ohjekortti Nro:
A2-8
Päivitetty:
xx.xx.2012

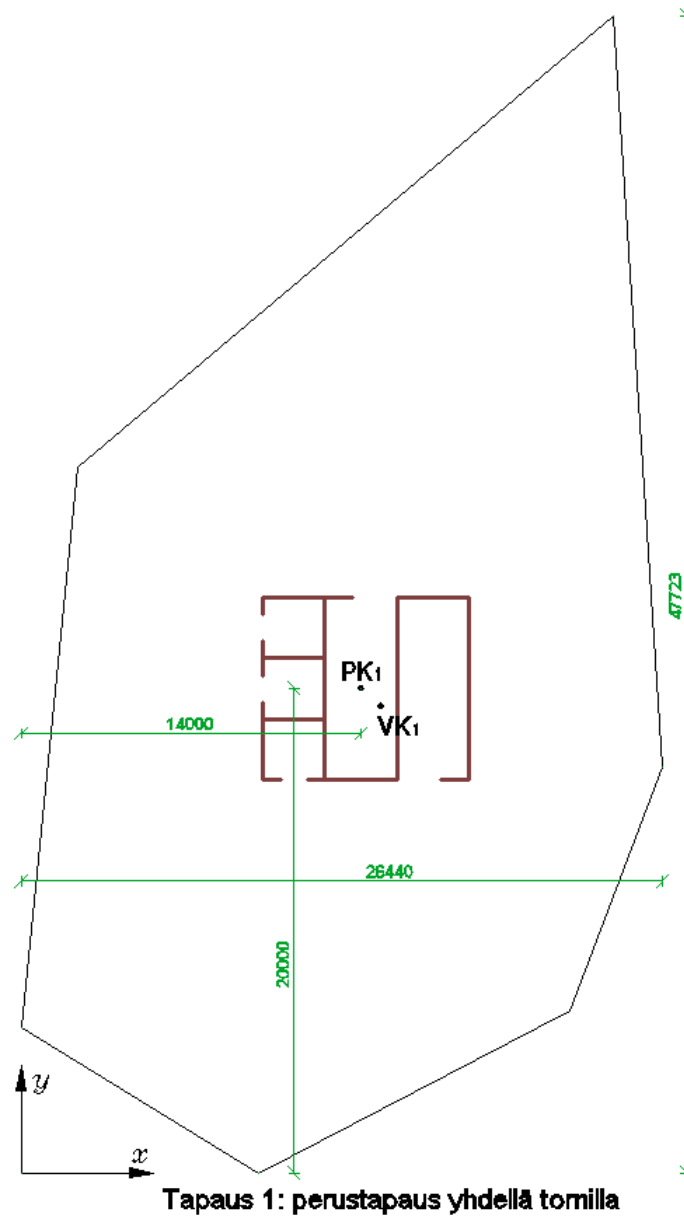
| | | |
|--|---|---|
| Näkyvät määräykset, säännökset ja ohjeet: MR, § 110, 120, 122, 123, 124, 151 MRA § 48, 70, 71, 73, 78 Rakikk osat A1 ja A2 | Alkumääräykset: Rakennushankkeeseen ryhtyvän on kiinnitettävä erityisalojen suunnittelijat ja asiantuntijat hankkeeseen jo luonnosvaiheessa Pätevyyden todentaminen on suoritettava ennen rakennustöiden myöntämistä | Liiketoimet ja esitettävät asiakirjat: Perus- ja jatkokoulutus Pätevyystodistukset Kokemus korkeasta rakentamisesta ja muista erityisen vaativista hankkeista Mahdollisen lisäkokouksen pätevyys todentaminen kuten edellä |
| Vaikutusalue: Koko rakentamisen prosessi alusta loppuun | | |
| Vaadittavat lisäselvitykset: Rakennushankkeeseen ryhtyvällä on oltava kokemusta korkeiden rakennushankkeiden rakentamisesta, vaatien hankkeen projektiohjasta ja koordinoinnista. Mikäli sitä ei ole osoitettavissa, on hankkeeseen kiinnitettävä riittävän pätevyyden ja kokemuksen omaava rakentamisen asiantuntija jo hankesuunnitteluvaiheessa. Hankkeen alusta viranomaisen kanssa pidettävissä ennakkopäivätyksessä sovitaan rakennushankkeeseen ryhtyvää koskevat kriteerit:ohjeet erityisvaatimukset. | | |
| Korkean rakentamisen huomioit: Suunnittelijan kelpoisuuden nähtävä otamalla huomioon korkeasta rakentamisesta johtuva lisäpätevyysvaatimus | Lopputus, päätös ja tulostettavat asiakirjat: Rakennuslupakokouksen toteuttaminen tehtävän vastuudesta ja rakennushankkeeseen ryhtyvän tai tehtävän kiinnitetyn rakennustajakokouksen kelpoisuudesta tehtävään | |
| Osapuolet ja resurssit: Rakennusvalvontaviranomainen Kiinteistöalustakunta Kiinteistövirasto Rakennushankkeeseen ryhtyvät Rakennustajakonsultti | Huomautukset: Esitellään aina selitys suunnittelun ja toteutuksen riittävistä edellytyksistä hankkeen suunnittelun, toteutuksen ja suunnittelijoiden tehtävistä, koordinointivastuista ja työn toteutuksen valvonnasta ja tarpeista. Ennakkoneuvotteluprosessi esitellään Rakiv:n kanssa ja sovitaa palvelupöytä soveltamisesta ko. kohteessa. | Liittävät ohjekortit: A2.1, A2.2, A2.3, A2.4, A2.5, A2.6, A2.7 |

HELSINGIN KAUPUNKI

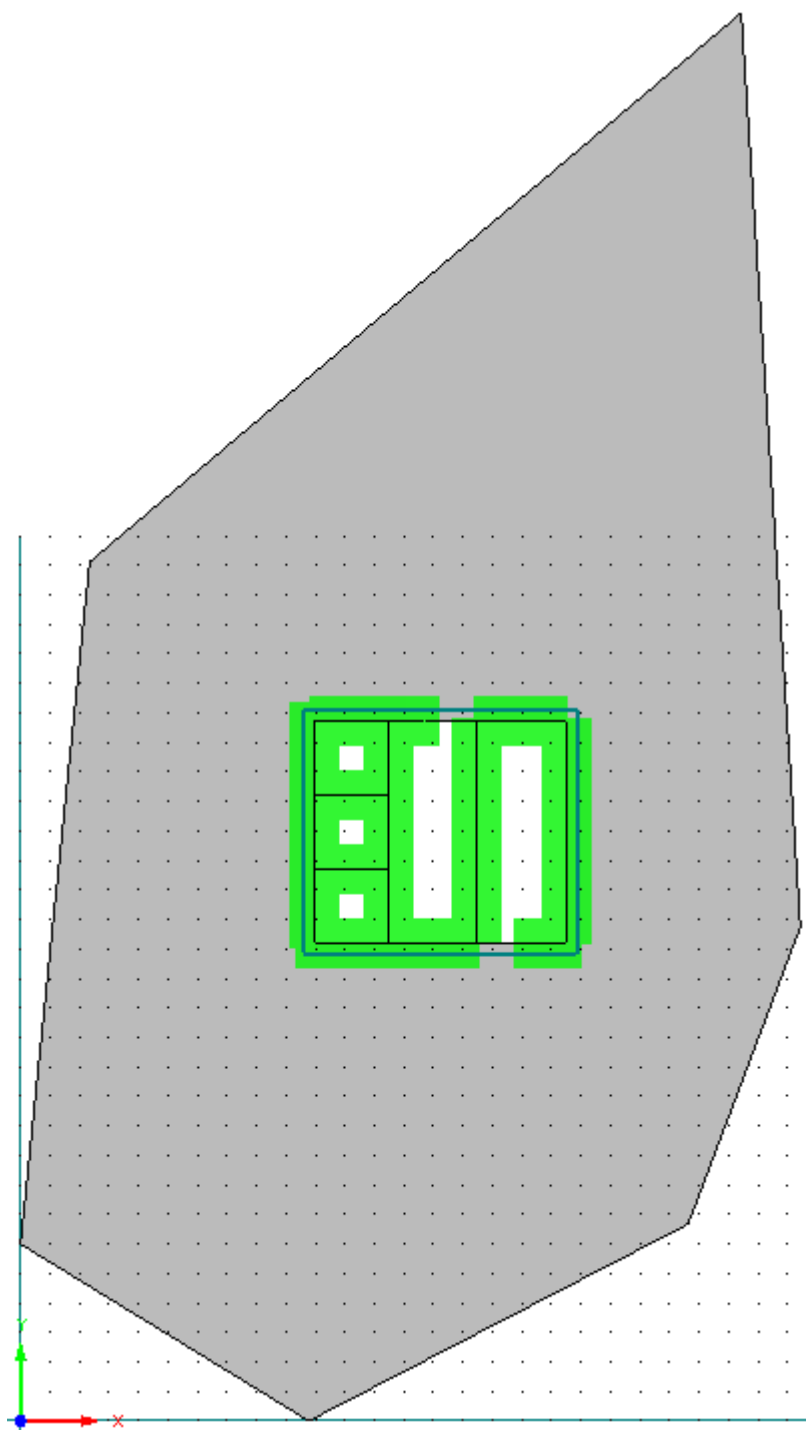
Hyväksytty: xx.xx.2012
Sivu 1/1

Kuva B.3: Ohjekortit A2-4, A2-8.

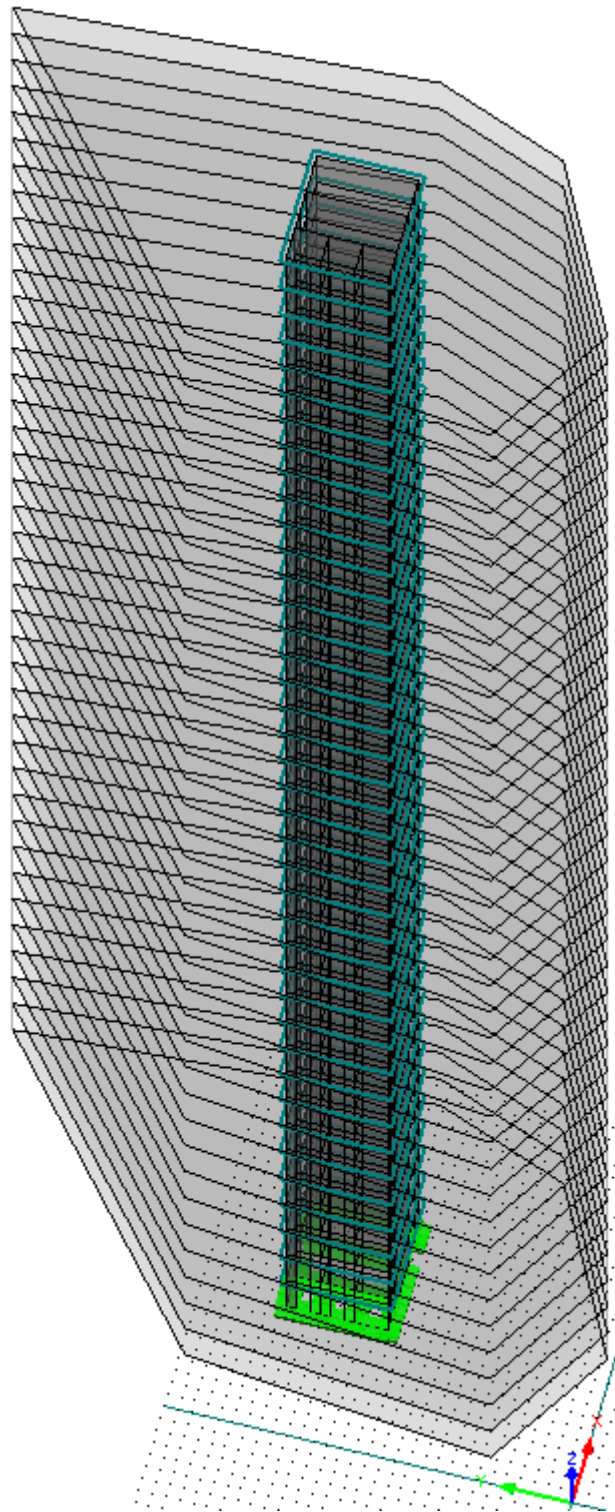
C. LASKENTATAPAUSTEN HAVAINNOLLISTAVAT KUVAT



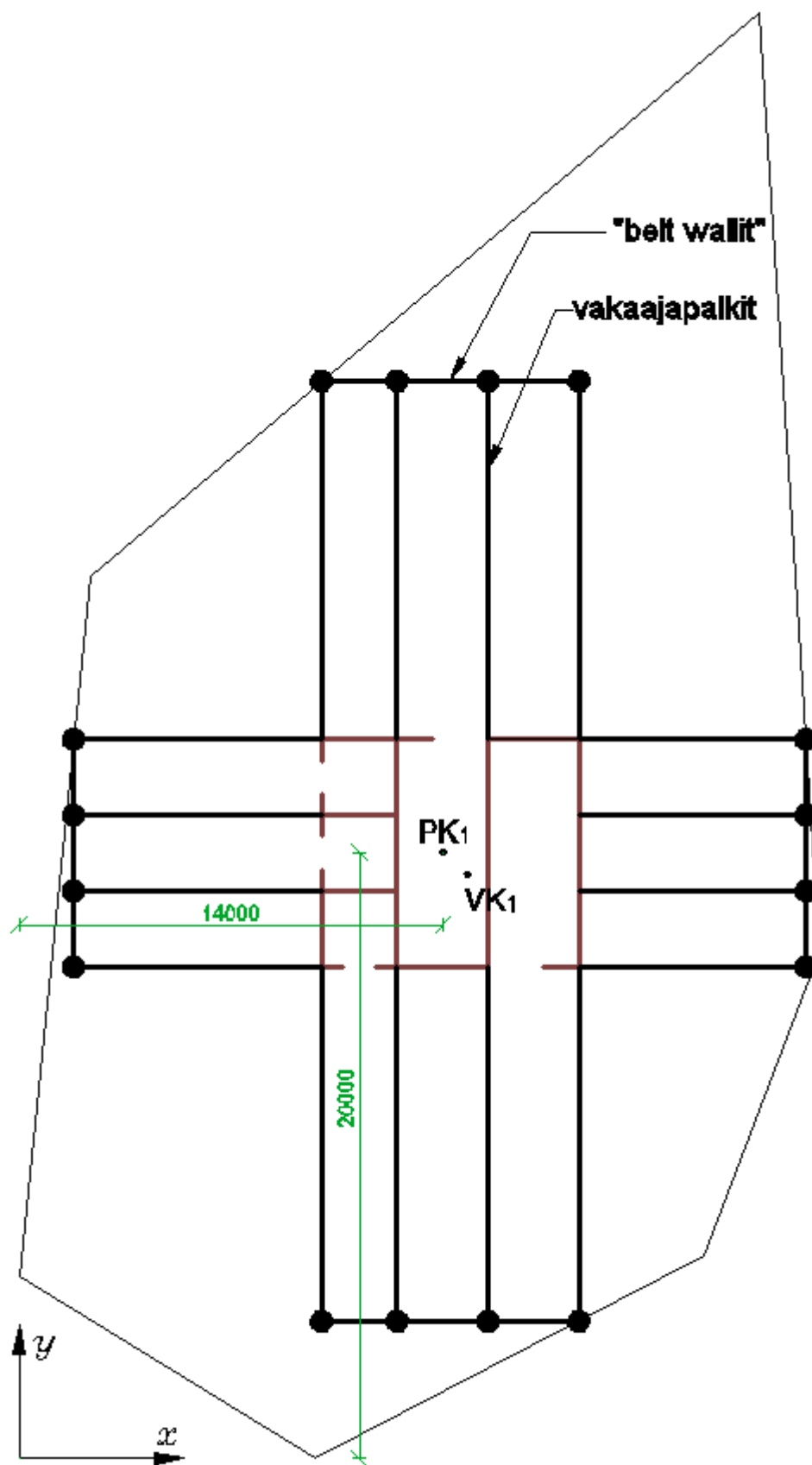
Kuva C.1: Tapaus 1: Perustapaus yhdellä ytimellä. Havainnekuva rakennemallista.



Kuva C.2: Tapaus 1: Perustapaus yhdellä ytimellä. Havainnekuva rakennemallista.

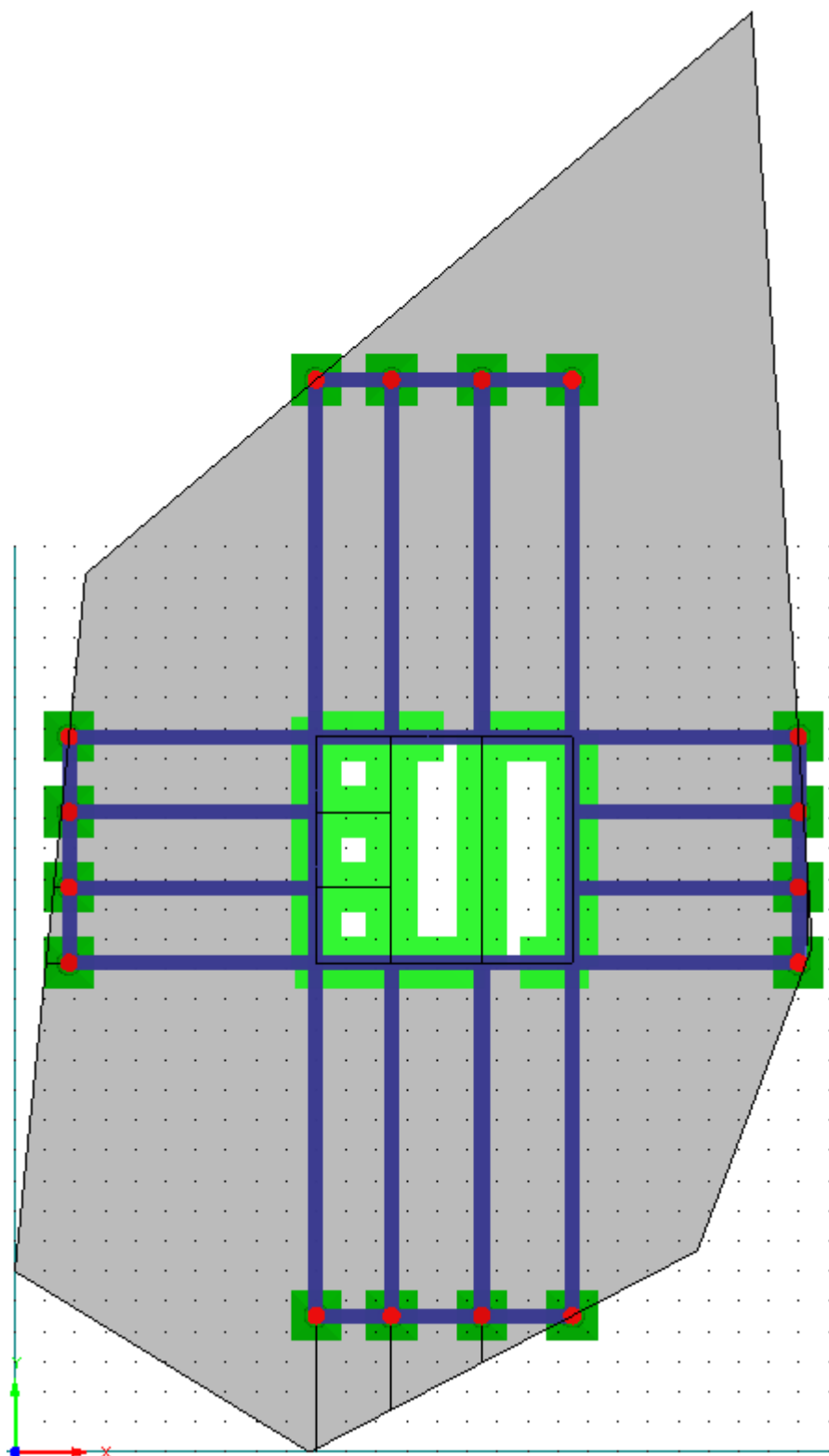


Kuva C.3: Tapaus 1: Perustapaus yhdellä ytimellä. Havainnekuva rakennemallista.

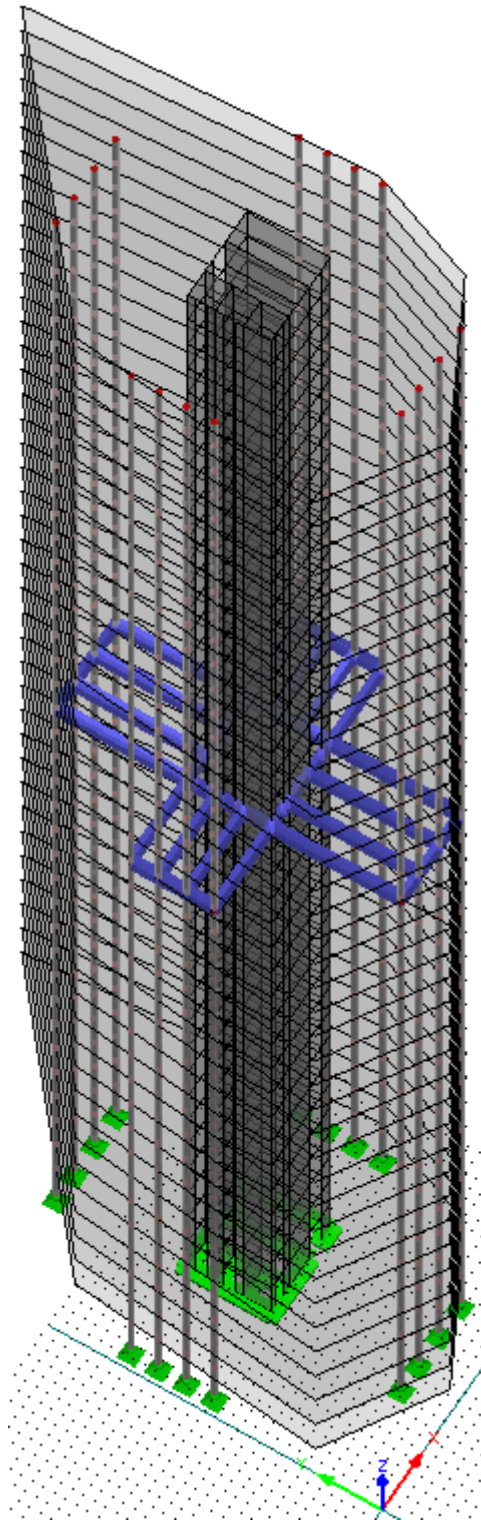


Tapaus 2: yksi ydintorni ja vakaaja

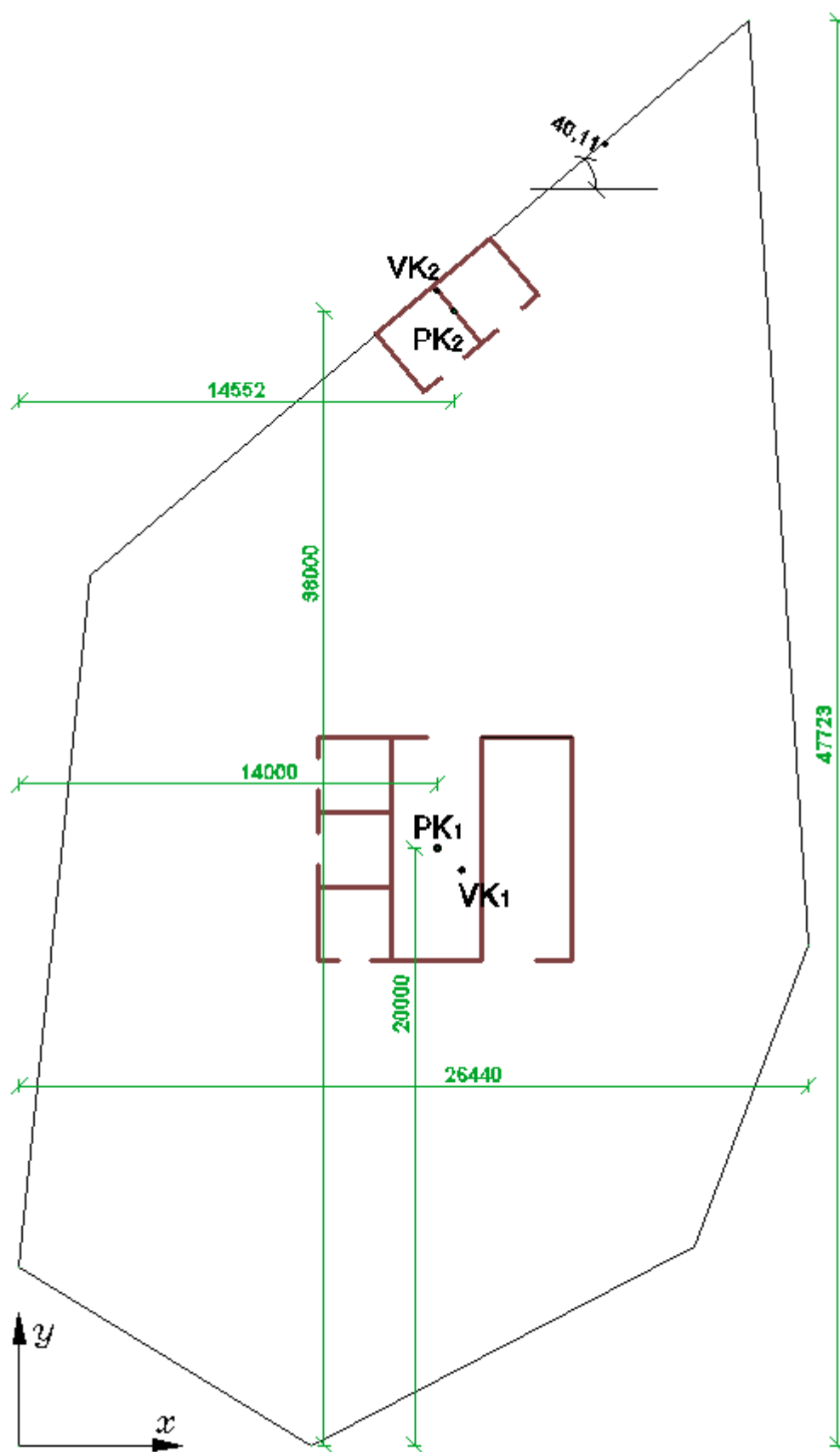
Kuva C.4: Tapaus 2: Yksi ydin vahvistettuna vakaajilla. Havainnekuva rakennemallista.



Kuva C.5: Tapaus 2: Yksi ydin vahvistettuna vakaaajilla. Havainnekuva rakennemallista.

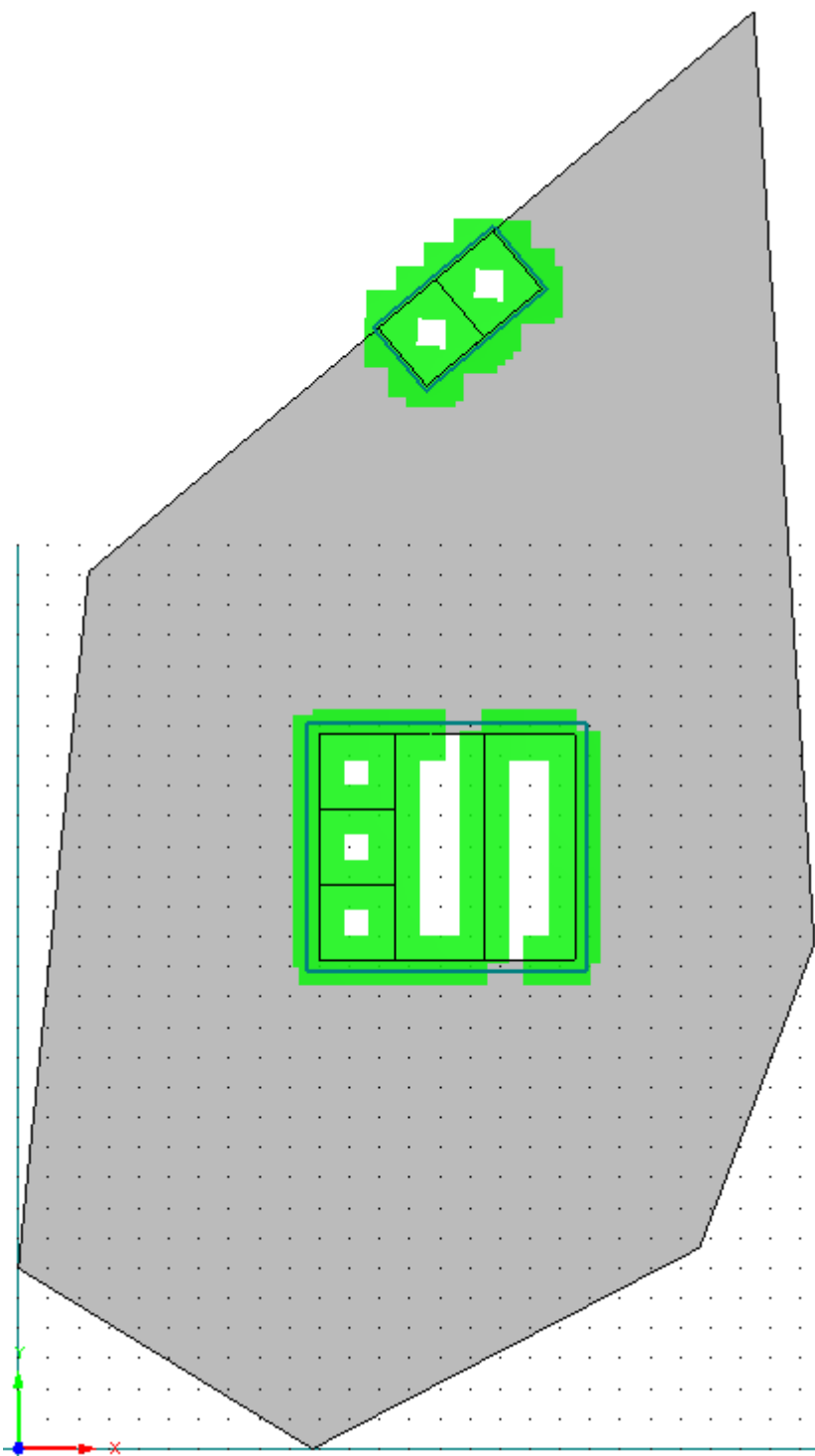


Kuva C.6: Tapaus 2: Yksi ydin vahvistettuna vakaaajilla. Havainnekuva rakennemallista.

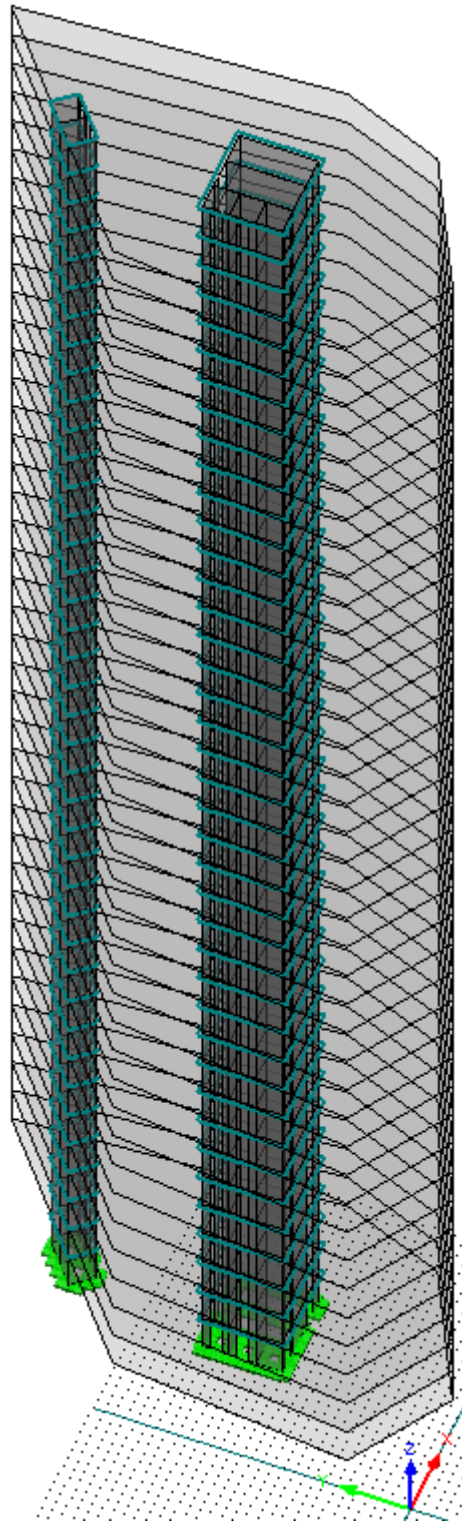


Tapaus 3: kaksi ydintä

Kuva C.7: Tapaus 3: Kaksi ydintä. Havainnekuva rakennemallista.

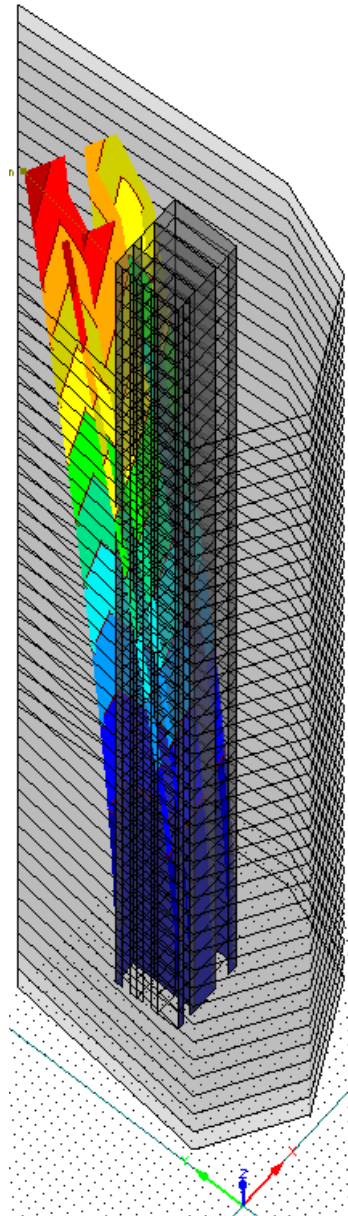


Kuva C.8: Tapaus 3: Kaksi ydintä. Havainnekuva rakennemallista.

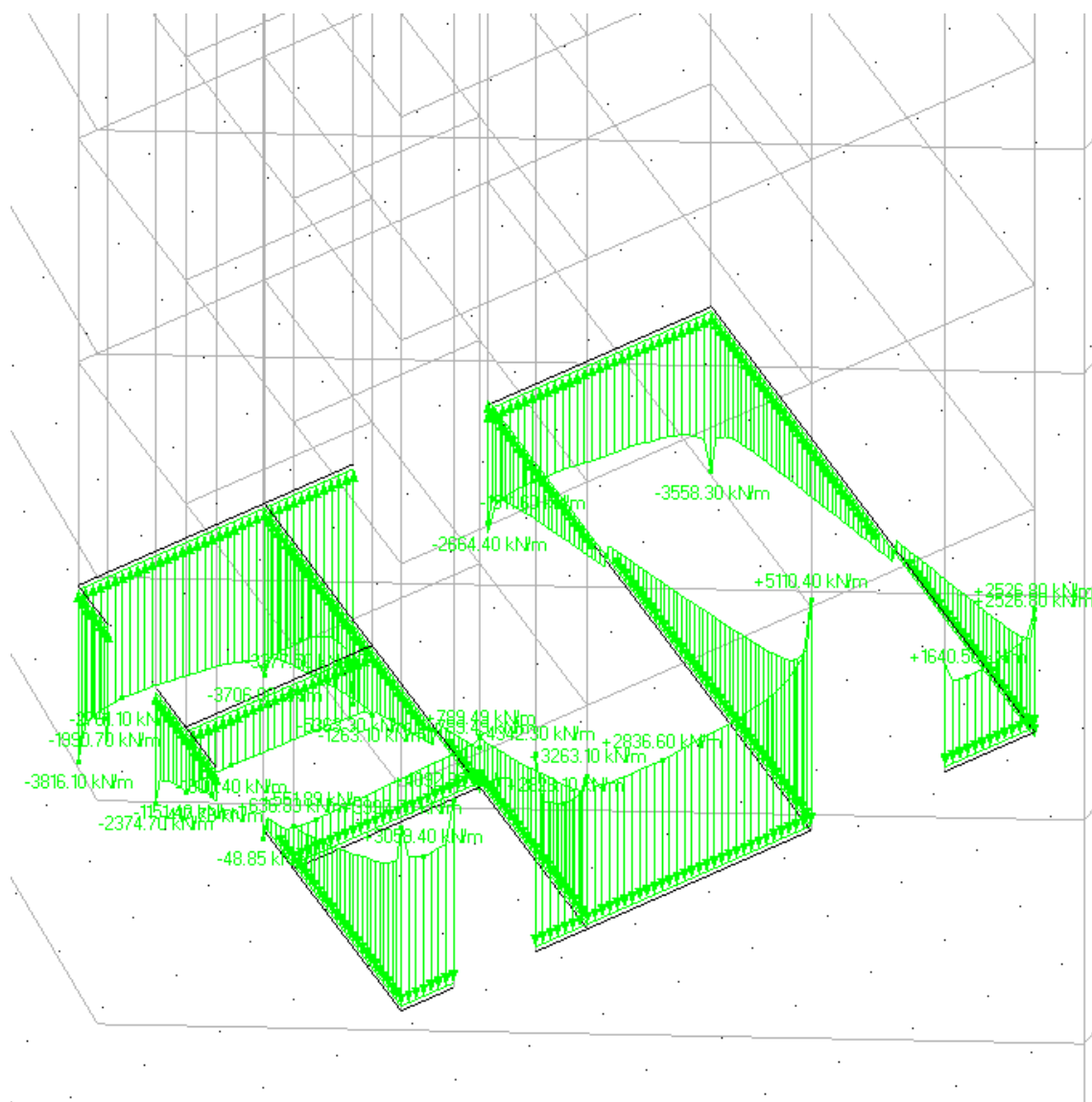


Kuva C.9: Tapaus 3: Kaksi ydintä. Havainnekuva rakennemallista.

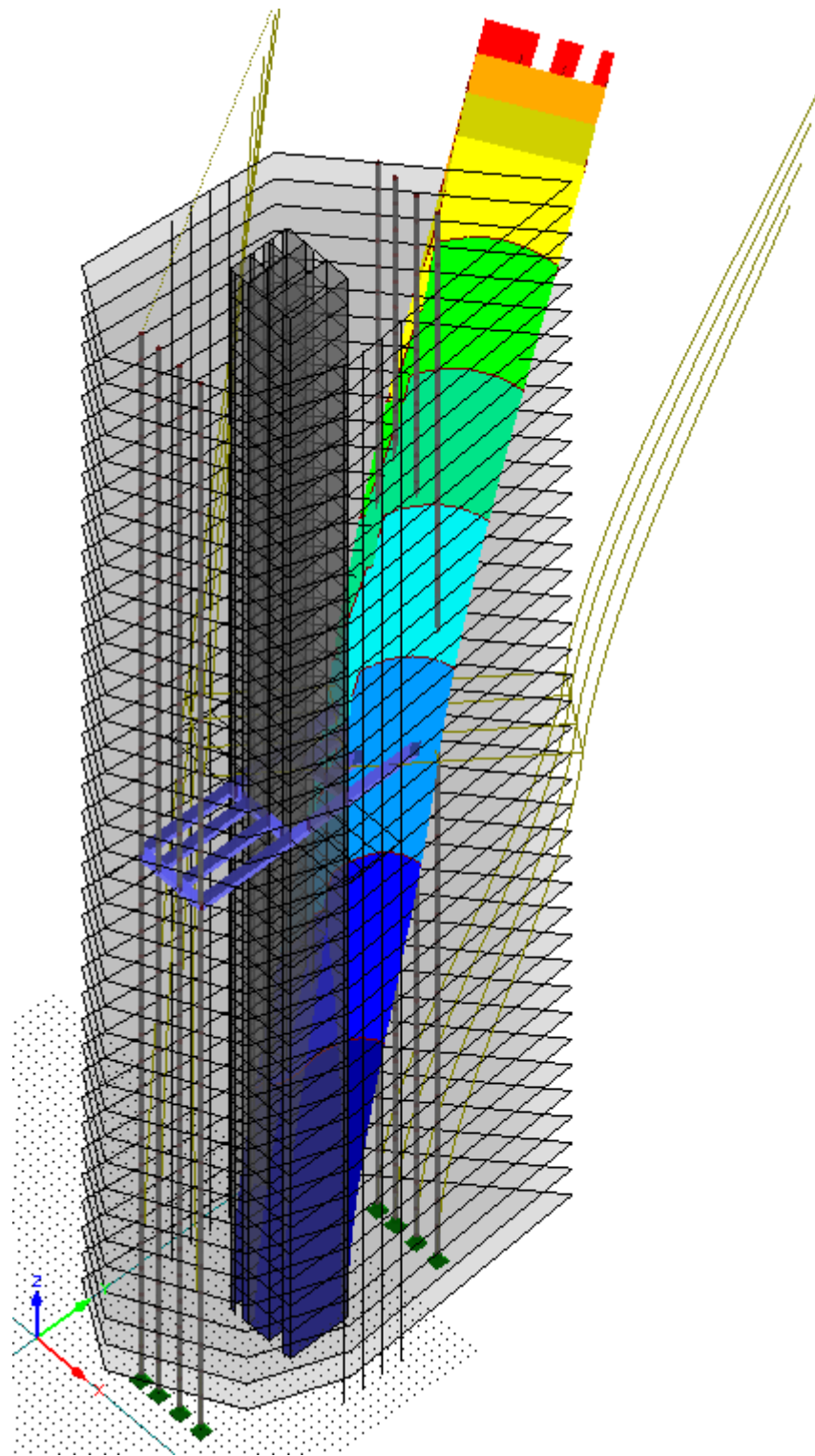
D. TULOKSIA



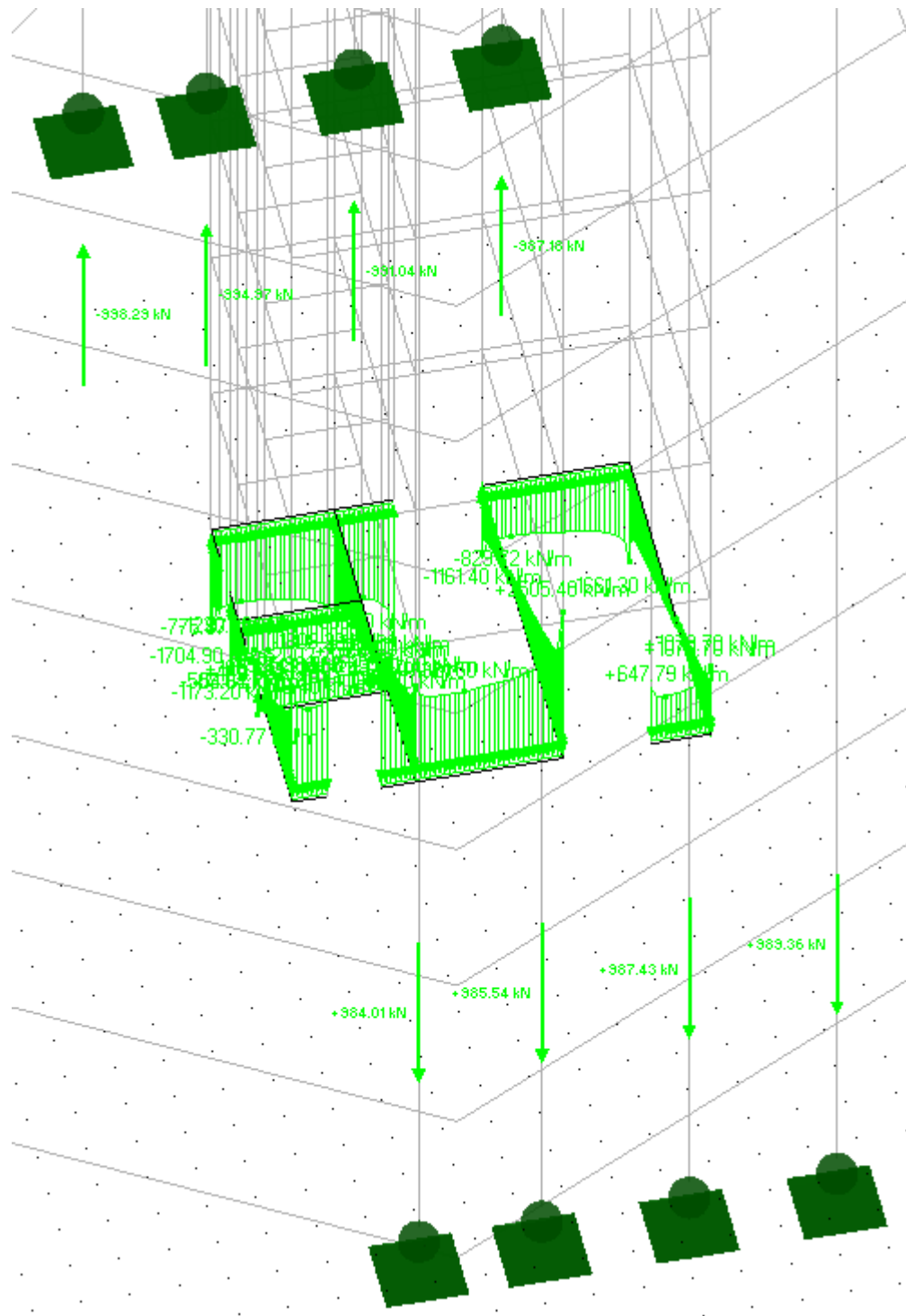
Kuva D.1: Tapaus 1: Perustapaus yhdellä ytimellä. Havainnekuva ydintornien muodonmuutoksista.



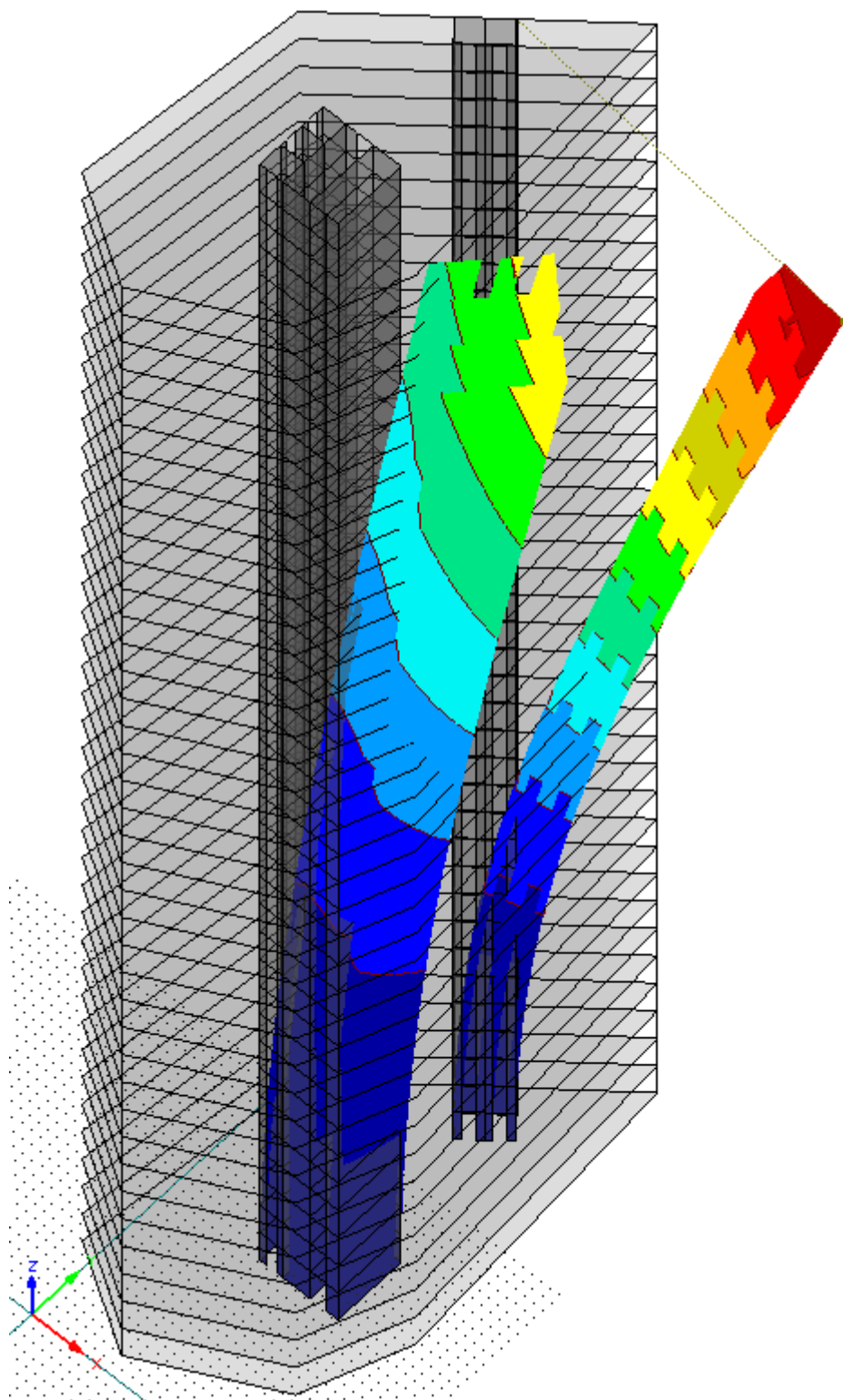
Kuva D.2: Tapaus 1: Perustapaus yhdellä ytimellä. Havainnekuva perustusten jännityksistä.



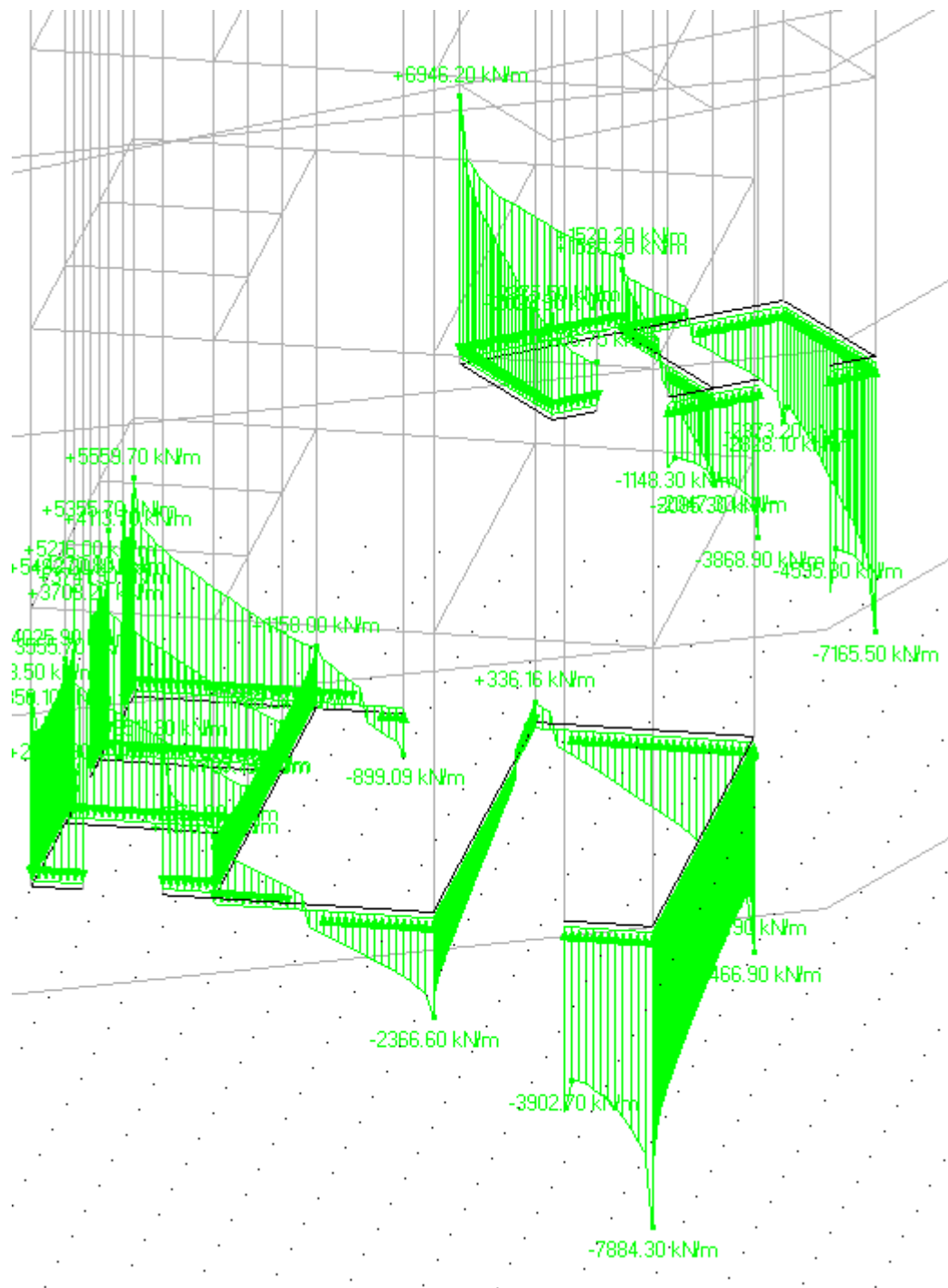
Kuva D.3: Tapaus 2: Yksi ydin vahvistettuna vakaaajilla. Havainnekuva ydintornien muodonmuutoksista.



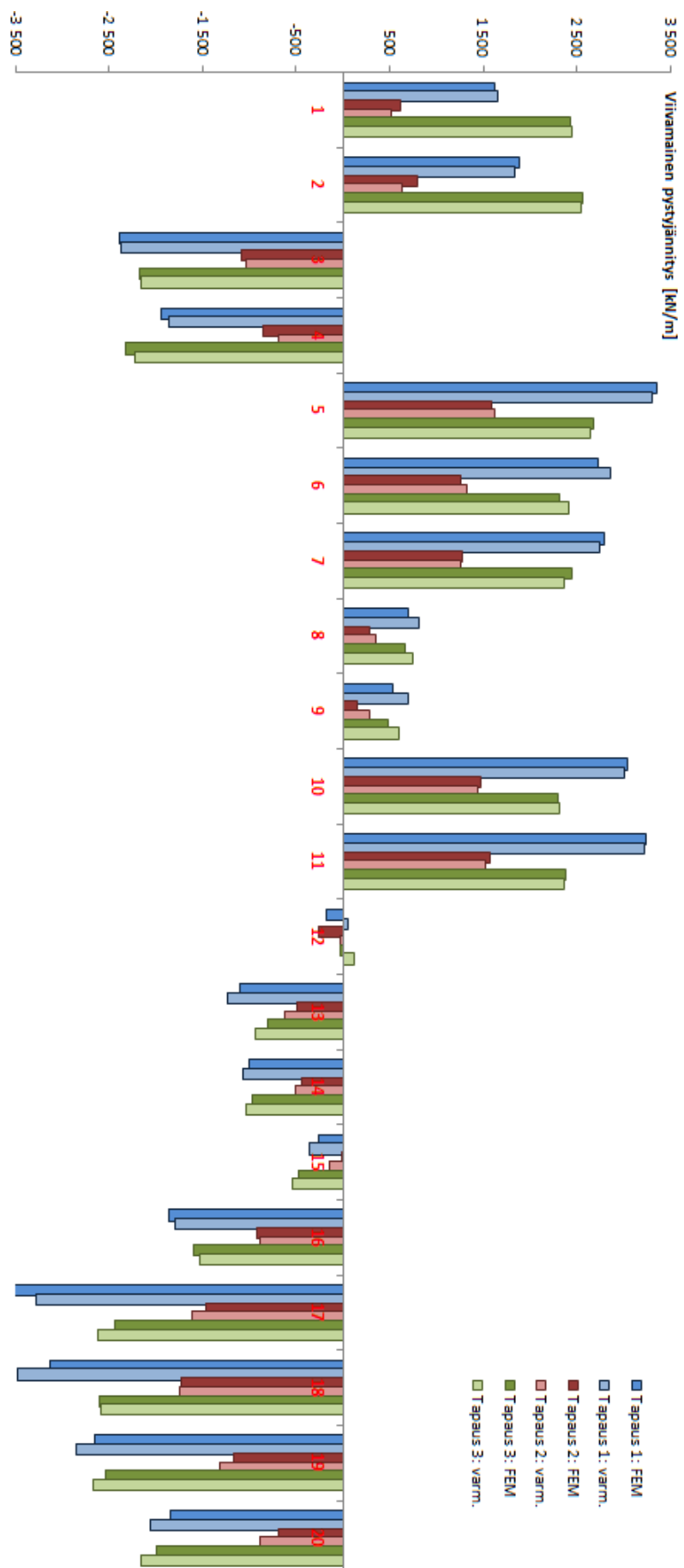
Kuva D.4: Tapaus 2: Yksi ydin vahvistettuna vakaajilla. Havainnekuva perustusten jännityksistä.



Kuva D.5: Tapaus 3: Kaksi ydintä. Havainnekuva ydintornien muodonmuutoksista.



Kuva D.6: Tapaus 3: Kaksi ydintä. Havainnekuva perustusten jännityksistä.



Kuva D.7: Tapausten tulosten vertailu vaaka-akselille merkityissä poikkileikkauksen 1 pisteissä.